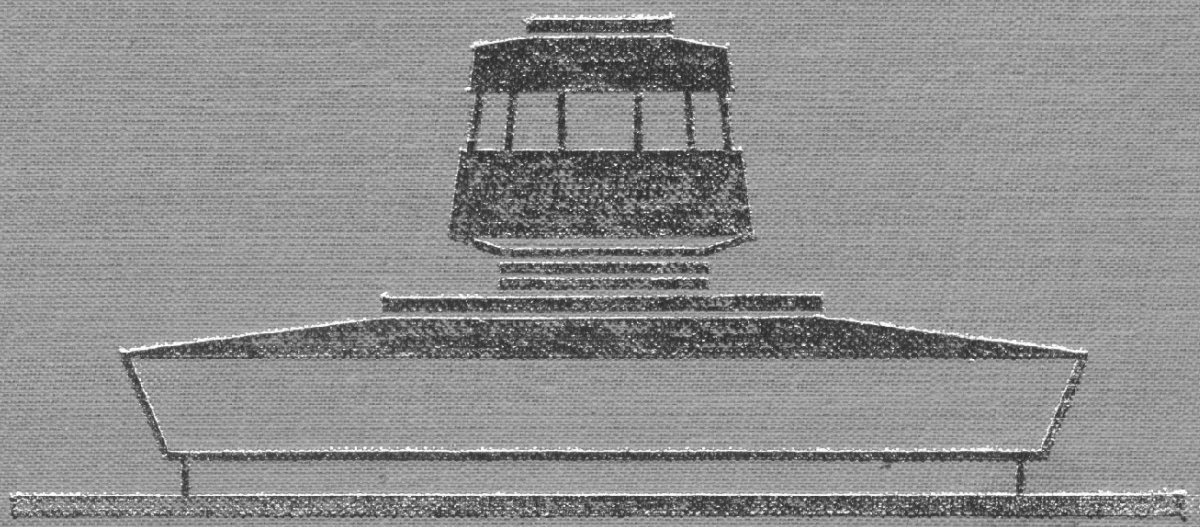
RADU PRIȘCU

CONSTRUCȚII HIDROTEHNICE

VOLUMUL II

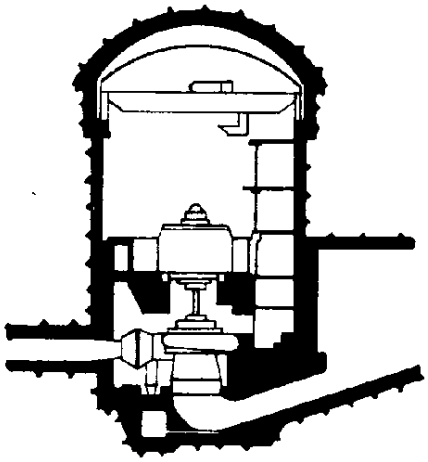


MINISTERUL EDUCAȚIEI
ȘI ÎNVĂȚĂMÎNTULUI

RADU PRIȘCU

CONSTRUCȚII HIDROTEHNICE

VOLUMUL II



EDITURA DIDACTICĂ
ȘI PEDAGOGICĂ
BUCUREȘTI

CUPRINS

Capitolul 11. PRIZE DE APĂ

§ 1. Funcţiile şi clasificarea prizelor de apă 15
§ 2. Prize de rîu 18
§ 3. Scheme constructive pentru prize de rîu cu baraj 28
§ 4. Prize de rîu fără baraj 38
§ 5. Exploatarea în regim de iarnă 44
§ 6. Studii necesare pentru proiectarea prizelor de suprafaţă 47
§ 7. Prize de fund (tiroleze) 49
§ 8. Desnisipatori 55
§ 9. Prize de adîncime 67
§ 10. Grătare pentru prizele de apă 75
§ 11. Calcule hidraulice pentru prize şi desnisipatori 80
§ 12. Prize executate în România 97
Bibliografie 103

Capitolul 12. CANALE

§ 1. Stabilirea traseului 104
§ 2. Alcătuirea profilului transversal 106
§ 3. Pierderi de apă 111
§ 4. Procedee de reducere a infiltraţiilor 116
§ 5. Alcătuirea căptuşelilor 118
§ 6. Procedee de execuţie 133
§ 7. Regimul de iarnă 136
§ 8. Calcule hidraulice 137
§ 9. Viteze de curgere 145
§ 10. Calcule de dimensionare 151
§ 11. Amenajări diverse 158
§ 12. Lucrări de artă 163
Bibliografie 171

Capitolul 13. GALERII ŞI PUŢURI HIDROTEHNICE

§ 1. Consideraţii generale 172
§ 2. Traseu şi secţiuni transversale 176
§ 3. Probleme de geologie inginerească 184
§ 4. Alcătuirea căptuşelilor 192

§ 5. Căptuşeli precomprimate 200
§ 6. Acţiunea muntelui asupra galeriilor 210
§ 7. Solicitări interioare şi exterioare 231
§ 8. Calculul căptuşelilor pentru galerii cu curgere liberă sau cu presiune redusă .. 235
§ 9. Calculul căptuşelilor pentru galerii circulare sub presiune 241
§ 10. Calcule de rezistenţă 252
§ 11. Calcule hidraulice 254
§ 12. Dimensionarea economică a galeriilor 257
§ 13. Metode clasice de excavare 263
§ 14. Metode moderne de excavare 273
§ 15. Metode de execuţie pentru căptuşeli 287
Bibliografie 291

Capitolul 14. CONDUCTE DE BETON ARMAT

§ 1. Consideraţii generale 293
§ 2. Tuburi de beton şi beton armat prefabricate 297
§ 3. Tuburi de beton precomprimate 301
§ 4. Execuţia conductelor din tuburi de beton prefabricate 304
§ 5. Conducte turnate la faţa locului 312
§ 6. Forţele care acţionează asupra conductelor 318
§ 7. Calculul solicitărilor 331
§ 8. Calcule de rezistenţă 336
§ 9. Principii de calcul pentru tuburile de beton precomprimat 340
§ 10. Calcule hidraulice 343
§ 11. Conducte executate în România 345
Bibliografie 350

Capitolul 15. CONDUCTE METALICE

§ 1. Consideraţii generale 351
§ 2. Tuburi de diferite tipuri 355
§ 3. Îmbinările tuburilor 359
§ 4. Rezemarea conductelor 363
§ 5. Echipamentul auxiliar 371
§ 6. Operaţii de montare şi încercare 373
§ 7. Protecţia conductelor 377
§ 8. Forţele care acţionează asupra conductelor 379
§ 9. Calcule de rezistenţă 386
§ 10. Calculul masivelor de ancoraj şi al reazemelor intermediare 390
§ 11. Calcule hidraulice 396
§ 12. Calculul diametrului economic 411
Bibliografie 417

Capitolul 16. CAMERE DE ECHILIBRU

§ 1. Clasificarea camerelor de echilibru 418
§ 2. Camere de încărcare 425
§ 3. Calculul hidraulic al camerelor de încărcare 433
§ 4. Funcţionarea castelelor de echilibru 446
§ 5. Tipuri de castele de echilibru 450
§ 6. Ecuaţiile oscilaţiilor 467

§ 7. Calculul analitic al oscilaţiilor 472
§ 8. Calculul oscilaţiilor prin diferenţe finite 479
§ 9. Oscilaţii în sisteme de castele 490
§ 10. Stabilitatea hidraulică a oscilaţiilor 494
§ 11. Calcule statice 503
§ 12. Elemente constructive 508
§ 13. Case de vane 509
Bibliografie 527

Capitolul 17. CENTRALE HIDROELECTRICE

§ 1. Clasificarea centralelor hidroelectrice 528
§ 2. Poziţia centralei în cadrul schemei de amenajare 536
§ 3. Dispoziţia generală a clădirii centralei 543
§ 4. Alcătuirea infrastructurii 551
§ 5. Alcătuirea suprastructurii 560
§ 6. Instalaţii auxiliare 564
§ 7. Centrale subterane 567
§ 8. Calcule hidraulice 574
§ 9. Elemente de calcul static 581
§ 10. Stabilitatea la alunecare şi presiunile pe teren 586
§ 11. Calculul static al infrastructurii 591
§ 12. Calculul static al suprastructurii 603
§ 13. Centrale executate în România 604
Bibliografie 613

Capitolul 18. TEHNOLOGIA BETOANELOR MASIVE

§ 1. Materiale de construcţie 615
§ 2. Caracteristici fizico-mecanice 625
§ 3. Tehnologia betoanelor 634
§ 4. Controlul calităţii betoanelor 640
§ 5. Zonarea şi lamelarea barajelor 644
§ 6. Probleme termice ale betoanelor masive 650
§ 7. Fisurarea betoanelor 663
§ 8. Cofraje 671
Bibliografie 680

Capitolul 19. ÎNCERCĂRI PE MODELE STRUCTURALE

§ 1. Consideraţii generale 682
§ 2. Bazele teoretice ale modelării 684
§ 3. Scări de modelare 695
§ 4. Materiale pentru execuţia modelelor 696
§ 5. Execuţia modelelor 702
§ 6. Standul de încercare şi solicitarea modelului 705
§ 7. Aparatura de măsură 712
§ 8. Măsurători şi rezultate 717
§ 9. Încercări dinamice 724
§ 10. Încercări termice 731

§ 11. Încercări geomecanice 735
§ 12. Încercări la rupere și coeficienți de siguranță 739
§ 13. Fotoelasticitate 745
Bibliografie 757

Capitolul 20. SUPRAVEGHEREA CONSTRUCȚIILOR HIDROTEHNICE

§ 1. Considerații generale 758
§ 2. Scopul măsurătorilor 759
§ 3. Metodologia și aparatura de măsură 769
§ 4. Dispunerea aparatelor în corpul barajelor 790
§ 5. Programul de măsurători 799
§ 6. Prelucrarea și interpretarea măsurătorilor 801
Bibliografie 818

CAPITOLUL 11

PRIZE DE APĂ

§ 1 FUNCȚIILE ȘI CLASIFICAREA PRIZELOR DE APĂ

1. Funcțiile prizelor de apă

Prin *priză de apă* se înțelege totalitatea construcțiilor și instalațiilor care servesc la introducerea în aducțiune a debitului instalat. Ansamblul uvrajelor prizei trebuie să asigure, pe lîngă cantitatea de apă, și calitatea corespunzătoare pentru buna funcționare a folosinței deservite.

La prizele cu folosință energetică apa captată trebuie să fie lipsită de debit solid, de impurități (frunze, crengi, plutitori) și de zai și gheață. Condiții asemănătoare, mai mult sau mai puțin severe, se impun și în cazul prizelor pentru celelalte folosințe — alimentări cu apă, irigații etc.

Aluviunile tîrîte care pătrund în aducțiune se depun pe canale sau conducte, mărind rugozitatea și provocînd pierderi de sarcină. Curățirea depunerilor se face cu consum mare de manoperă și cere întreruperea temporară a captării. În zonele cu viteze mari ale uvrajelor sau instalațiilor hidrotehnice, aluviunile tîrîte sau în suspensie exercită o puternică acțiune abrazivă. Efectul lor este puternic resimțit de paletele sau injectorii turbinelor care se deteriorează în timp și duc la scăderea randamentului [1]. Transportul de debit solid conduce de multe ori și la inconveniente de exploatare, prin colmatarea zonei amonte. Cursul de apă este deviat și capacitatea de captare se reduce. Împotriva colmatării se pot lua măsuri prin amenajarea torenților, crearea de trepte de reținere a debitului solid de fund și combaterea eroziunii în bazinul de recepție al rîului. Uneori, ca rezultat al calculelor de rentabilitate, prizele se construiesc pentru un număr limitat de ani, pînă la colmatare.

Frunzele și plutitorii înfundă grătarele de reținere și obstruează conductele, provocînd reducerea debitului captat sau chiar scoaterea temporară din funcțiune a folosinței. În cazul prizelor pentru apa de răcire la termocentrale sau industrii, impurități, chiar foarte mici, produc colmatarea condensatorilor. Curățirea acestora este o operație foarte dificilă și costisitoare.

Gheața și zaiul pot întrerupe accesul în derivație prin umplerea spațiilor prizei. Pătrunse în aducțiune, ele provoacă obstruarea secțiunii canalelor sau conductelor și deci reducerea debitului transportat.

Pornind de la aceste considerente rezultă că prizele trebuie să îndeplinească următoarele funcțiuni:

— să rețină plutitorii și gheața;

— să împiedice intrarea în aducțiune a aluviunilor tîrîte;

— să asigure spălarea depunerilor;

— să permită reglarea debitului derivat.

În același timp funcționarea trebuie să fie permanentă, cu pierderi de sarcină minime. Cînd eliminarea aluviunilor în suspensie se impune cu strictețe, priza se asociază cu un desnisipator. Acesta poate face corp comun cu priza sau poate fi plasat în aval, pe aducțiune.

2. Criterii de clasificare

După natura folosințelor deservite se deosebesc: prize hidroenergetice, prize pentru alimentări cu apă, prize pentru irigații, prize pentru folosințe complexe etc.

După natura curgerii pe aducțiune prizele pot fi gravitaționale sau cu pompaj.

Criteriul cel mai important, de care depinde alcătuirea constructivă a unei prize, este legat de presiunea la intrare. Se deosebesc:

— *prize cu nivel liber;*

— *prize de mică presiune;*

— *prize de mare presiune.*

Prizele cu nivel liber și cele de mică presiune sînt dependente în mare măsură de caracteristicile morfologice ale albiei rîului și de transportul solid. Dispozițiile și instalațiile fiind în cea mai mare parte comune, ele alcătuiesc o clasă unică — aceea a prizelor de rîu.

Prizele de rîu se amenajează cu sau fără baraj (fig. 11-1). Captările fără baraj sînt limitate de condiția ca rîul să aibă albie stabilă, iar coeficientul de captare (ra-

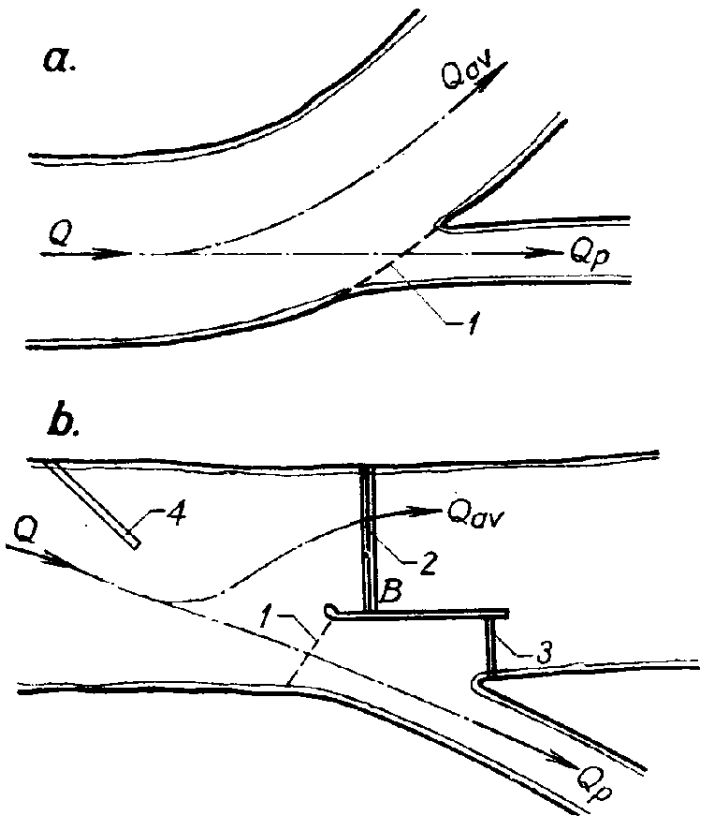


Fig. 11-1. Prize de rîu:
a — fără baraj; *b* — cu baraj; *1* — prag amonte; *2* — baraj; *3* — stavilă de spălare; *4* — epiu.

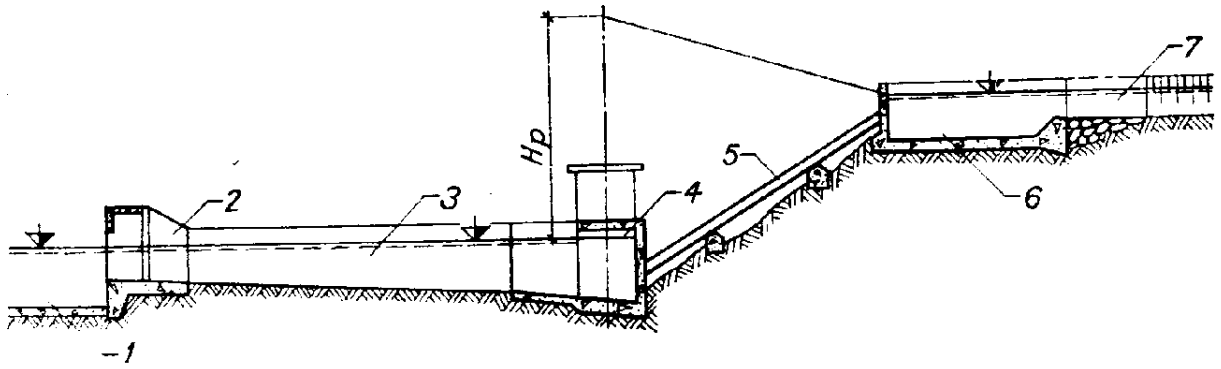


Fig. 11-2. Priză cu pompare:
1 — rîu regularizat; *2* — captare; *3* — canal de acces; *4* — stație de pompare; *5* — conductă de refulare; *6* — bazin de refulare; *7* — canal magistral.

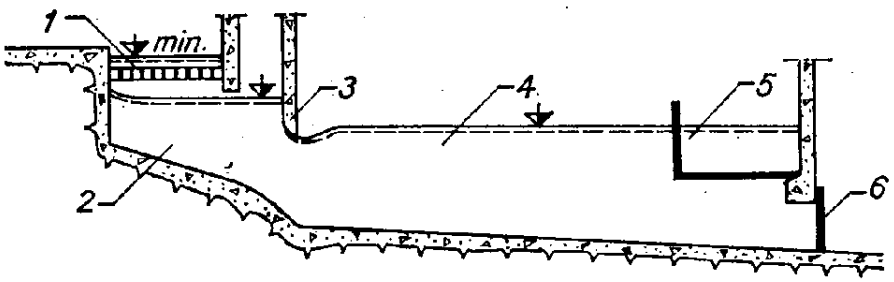


Fig. 11-3. Priză tiroleză:
1 — grătar de fund; *2* — galerie colectoare; *3* — organ de reglaj; *4* — desnisipator; *5* — preaplin; *6* — stavilă de spălare.

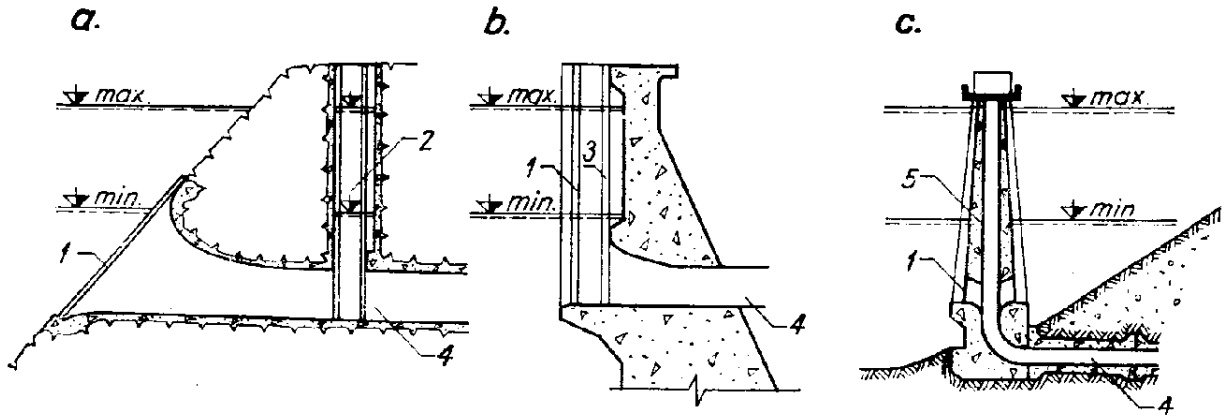


Fig. 11-4. Prize de adîncime:
a — de coastă; *b* — în corpul barajului; *c* — turn; *1* — grătar; *2* — puț umed; *3* — nișe de batardou; *4* — aducțiune; *5* — turn de manevră.

portul dintre debitul captat și cel afluent) să nu depășească 0,25. Cînd nivelul minim din rîu nu asigură curgerea gravitațională, priza se combină cu o stație de pompare (fig. 11-2).

Cînd debitele captate sînt mai mari sau cînd nivelul de intrare în priză trebuie supraînălțat se adoptă prize cu baraj.

Prize de rîu cu rezolvări specifice sînt prizele de fund (tiroleze) (fig. 11-3). Ele constau dintr-o tranșee transversală direcției de curgere a apei, așezată într-un prag de fund și acoperită cu un grătar. Prizele tiroleze se construiesc pe rîuri de munte cu debite mici și regim torențial. Sînt foarte răspîndite în cazul captărilor secundare pentru marile uzine hidroelectrice.

Prizele de mare presiune (prize de adîncime) se realizează pentru captările din lacuri de acumulare (fig. 11-4). Ele funcționează în condițiile unor variații mari ale nivelului și a unor viteze foarte reduse în bieful amonte. În funcție de poziția lor ele se subîmpart în prize de coastă (fig. 11-4, *a*), prize în corpul barajului (fig. 11-4, *b*) și prize turn (fig. 11-4, *c*).

§ 2. PRIZE DE RÎU

3. Funcții

Se consideră *prize de rîu* prizele cu nivel liber sau sub presiune, realizate cu sau fără baraj de derivație, care nu produc modificări importante ale nivelurilor naturale și a căror funcționare este influențată de condițiile morfologice și de regimul debitelor solide. Vitezele din bieful amonte al acestor prize sînt suficient de mari, asigurînd antrenarea unei mari părți a aluviunilor. Ca urmare le este specifică combaterea pătrunderii aluviunilor ca și asigurarea trecerii acestora în bieful aval, spre a limita colmatările în amonte.

Se subliniază caracterul relativ al noțiunii de *priză de rîu*. Există prize, realizate cu baraje de înălțime de circa 10 m, care fiind amplasate pe rîuri cu transport foarte puternic de aluviuni, au lacuri ce se colmatează în cîțiva ani și lupta cu aluviunile este identică cu cea de la prizele cu nivel liber. În alte cazuri, deși supraînălțările sînt mici, de cîțiva metri, transportul solid este neesențial datorită efectului unor acumulări importante din amonte.

Părțile componente ale unei prize, frecvent întîlnite la toate prizele de acest tip, sînt arătate în figura 11-5. Funcțiunile diverselor elemente sînt:

— *pragul de intrare* — împiedică pătrunderea în priză a aluviunilor tîrîte;

— *timpanul de intrare* — protejează priza împotriva plutitorilor și a sloiurilor de gheață;

— *grătarul rar* — împiedică trecerea corpurilor ce plutesc la semiînălțime și a zaiului;

— *pragul din radierul prizei* — prevăzut cu canal de spălare și vană, colectează aluviunile pătrunse prin săltare în priză și le conduce în aval;

— *zona de racord* — asigură trecerea graduală a debitului derivat de la secțiunea de intrare la secțiunea aducțiunii;

— *stavila de admisie* — controlează și reglează curgerea în aducțiune.

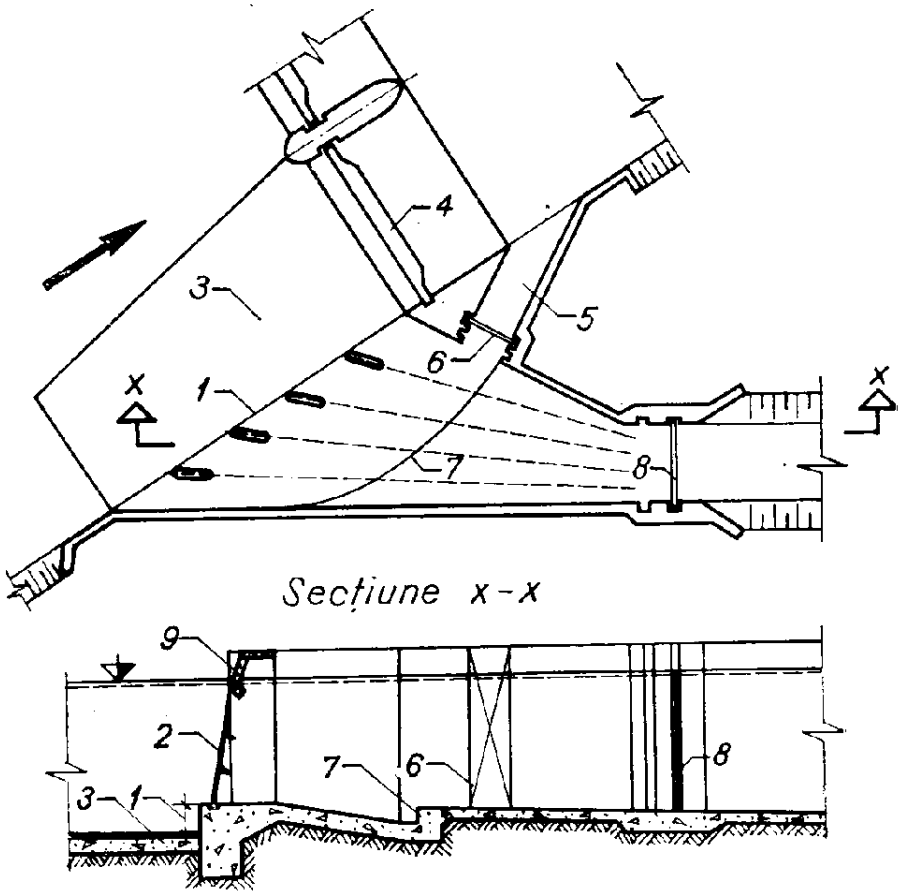


Fig. 11-5. Elementele componente ale unei prize de rîu:
1 — prag; *2* — grătar; *3* — radier; *4* — stavilă de spălare; *5* — canal de spălare; *6* — stavila canalului de spălare; *7* — capcană de pietriș; *8* — stavilă de admisie; *9* — timpan.

Instalațiile unei prize anumite pot cuprinde numai o parte din elementele enumerate, după cum la prize realizate în condiții speciale pot apare și alte dispoziții constructive și hidraulice.

4. Combaterea pătrunderii aluviunilor

Foarte schematizat, orice priză de rîu poate fi considerată ca o derivație a unui curent secundar dintr-un curent principal. Analizînd o schemă de derivare ca cea din figura 11-6, la care secțiunile transversale sînt dreptunghiulare, derivația este perpendiculară pe curentul principal și cota intrării în ea este aceeași cu cota talvegului, se constată că captarea unui anumit debit Qp din debitul afluent Qr este însoțită de perturbări ale structurii curenților; acestea se resimt pe zone mai extinse decît intrarea în derivație. Curentul captat este curbat brusc la intrare și, ca urmare, apar două zone de dezlipire care sînt în același timp și zone de vîrtejuri în jurul muchiilor de intrare amonte și aval. Între nivelul din amonte și nivelul din priză apare o diferență de nivel Δz care este proporțională cu debitul captat Qp.

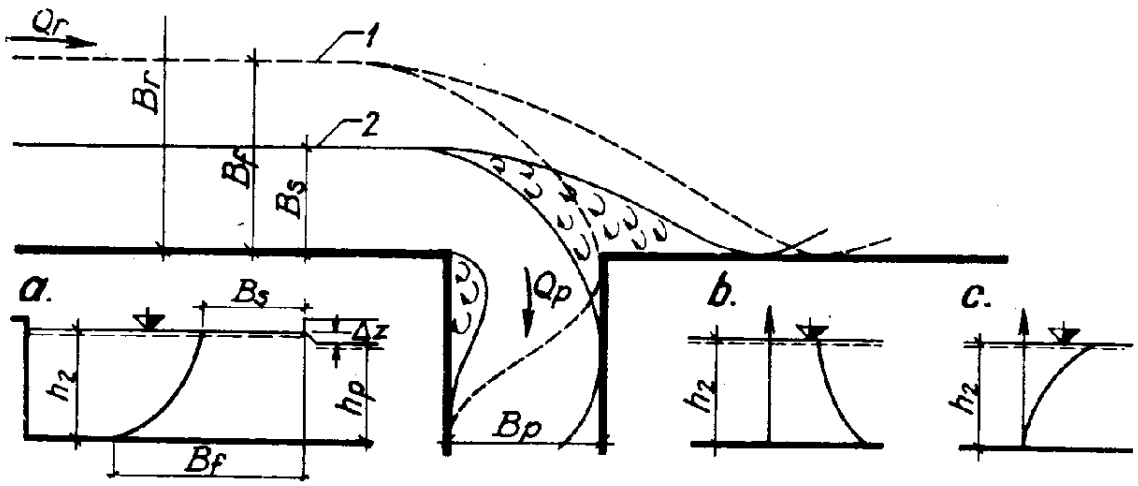


Fig. 11-6. Elementele hidraulice ale unei derivații:
a — structura curenților; *b* — distribuția aluviunilor în suspensie; *c* — distribuția zaiului; *1* — limita curenților de fund; *2* — limita curenților de suprafață.

Modificările produse de derivare în structura spațială a curenților fac ca lățimea de suprafață a curenților captați *Bs* să fie mai mică față de cea de fund *Bf*. Curgerea are un caracter elicoidal. Ținînd seama de repartiția pe verticală a debitului solid și a zaiului rezultă că spre aducțiune sînt antrenate cantități importante de debit solid [2].

Repetînd încercările pentru un unghi de derivare ascuțit (30°) se constată (fig. 11-7) aceleași fenomene calitativ, dar disproporția dintre lățimea curenților de suprafață captați și a celor de fund este sensibil diminuată. Concluziile multor experiențe de acest tip, repetate pentru unghiuri de derivație variabile, evidențiază că derivațiile cu unghi ascuțit captează mai puține aluviuni de fund, limitează zonele de vîrtejuri și micșorează pierderile de sarcină. Derivațiile în unghi obtuz sînt alimentate cu precădere de curenți de fund și mai puțin de curenți de suprafață. Apare deci un prim principiu, acela al amplasării prizei în unghi ascuțit față de axul rîului. La unele rîuri cu transport important de zai sau sloiuri orientarea prizelor poate fi însă inversă.

Dat fiind că asupra antrenării aluviunilor de fund influențează și vîrtejurile cu ax vertical de la intrarea în priză, se recomandă rotunjirea muchiilor vii ale elemen-

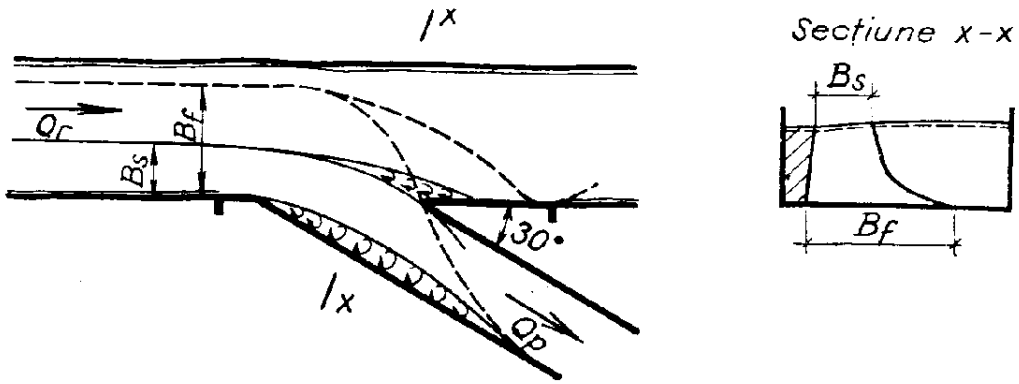


Fig. 11-7. Aspectul curenților la o derivație în unghi ascuțit.

telor constructive (culei, praguri, timpane) pentru a reduce posibilitatea de apariţie a acestora.

Considerente hidrodinamice simple explică rezultatele acestor experienţe. Viteza de intrare perpendiculară pe direcţia rîului este dată de căderea transversală disponibilă Δh (fig. 11-8):

$$v = \mu \sqrt{2g\,\Delta h}. \tag{1}$$

Într-o secţiune verticală această viteză este aproximativ constantă, pe cînd distribuţia vitezelor pe rîu indică viteze mai mici în adîncime faţă de cele de suprafaţă. Cu cît particula este situată mai în adîncime, cu atît unghiul dintre rezultanta vitezelor şi direcţia de curgere a rîului este mai mare. Rezultă că se derivează mai multă apă din zonele de adîncime.

O măsură folosită frecvent pentru împiedicarea pătrunderii aluviunilor în derivaţie constă în realizarea unui prag la intrarea în priză. Experienţele de laborator au evidenţiat însă că pragul are o eficacitate limitată, dat fiind că la intrare se formează vîrtejuri cu ax orizontal care permit săltarea aluviunilor peste prag [3]. Mărind înălţimea pragului eficacitatea lui creşte numai pentru o anumită perioadă. Depunerile aluvionare din faţa pragului modifică panta rîului în dreptul secţiunii de intrare şi fenomenul de săltare reapare. În plus, pragurile foarte înalte depăşesc şi limita de economicitate întrucît ele impun lăţimi foarte mari de intrare.

Efectul pragului se menţine dacă se prevede îndepărtarea aluviunilor din faţa lui prin spălarea cu curenţi rapizi creaţi de deschiderile de spălare ale barajelor de derivaţie. Efectul de decolmatare creşte mai mult cînd se prevede un radier în faţa pragului (fig. 11-9). Spălarea acestui anteradier este totuşi limitată pînă la o anumită distanţă faţă de deschiderea de spălare, ceea ce face ca, la prizele cu lăţimi mari la intrare, zona amonte a pragului să rămînă colmatată. Eficacitatea spălării în aceste cazuri se poate îmbunătăţi prin prevederea de praguri în pantă în direcţia curentului de spălare.

Rezultate mult mai bune se obţin prin amplasarea prizei în concavitatea unui sector curb al rîului. Într-o curbă a cursului de apă caracterul elicoidal al mişcării maselor de apă este accentuat de existenţa forţei centrifuge care intensifică circulaţia transversală. Curenţii de suprafaţă sînt îndreptaţi spre exteriorul curbei, în concavitate, unde au loc eroziuni, iar cei de fund, încărcaţi cu aluviuni, spre interiorul curbei, unde au loc depuneri. Apare deci raţională amplasarea prizei în concavitatea curbei, unde alimentarea se face din straturi cu turbiditate minimă.

Punctul optim de amplasare este acela în care circulaţia transversală este deplin dezvoltată. Aceasta se găseşte în aval de punctul de curbură maximă la circa (0,66... 0,90) R (fig. 11-10). Poziţia optimă se poate determina mai precis prin încercări pe modele [4].

Transportul redus al aluviunilor spre concavitate se menţine însă numai pentru debite captate sub 25...30% din debitul rîului. La captări mai mari curenţii din zona de acces capătă curburi care plasează priza într-o convexitate a curgerii şi nu în con-

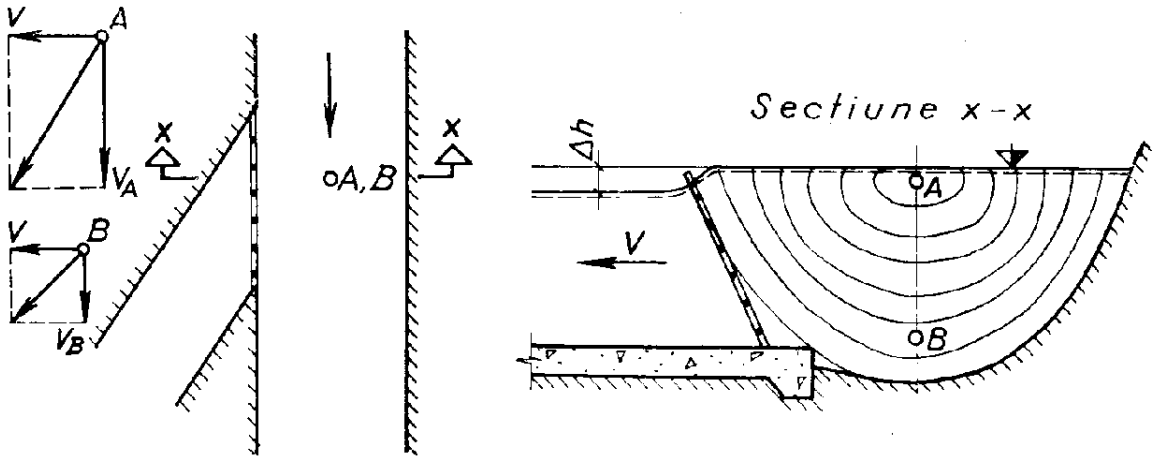


Fig. 11-8. Distribuția vitezelor în rîu și la intrarea în derivație.

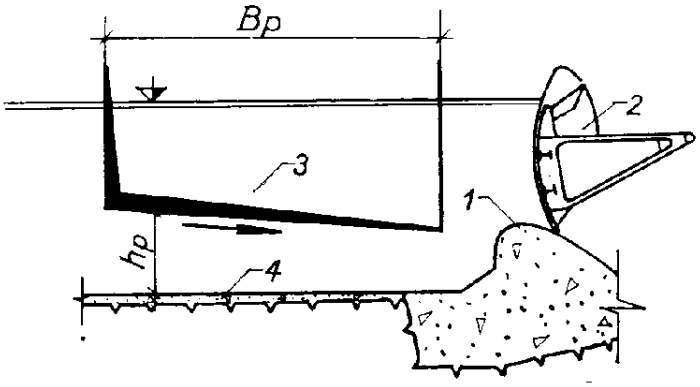


Fig. 11-9. Radier de spălare în fața pragului:
1 — prag; *2* — stavilă; *3* — frontul prizei; *4* — radier.

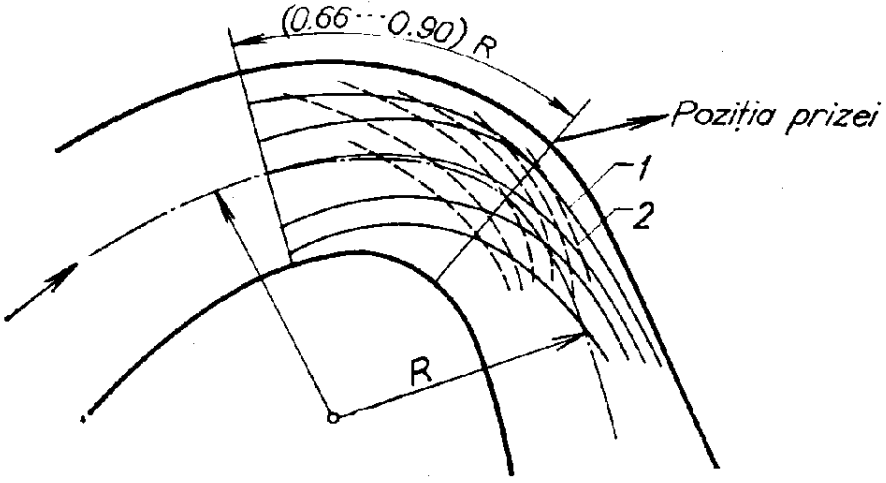


Fig. 11-10. Aspectul curenților într-o curbă a rîului.

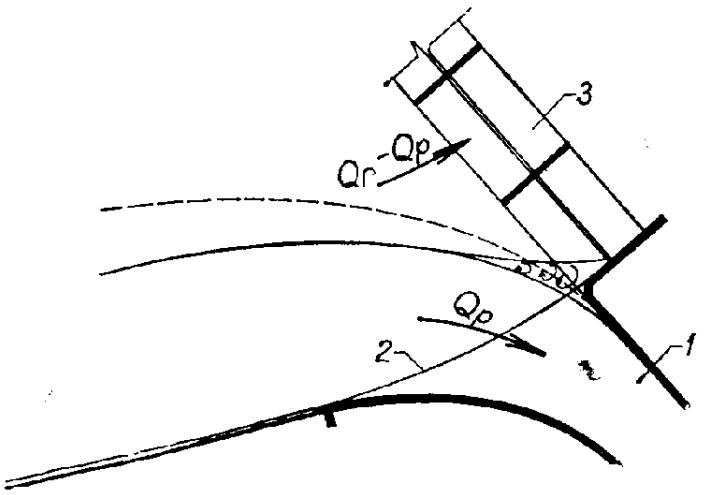


Fig. 11-11. Aspectul curgerii la prize în concavitate în cazul debitelor captate mari:
1 — aducțiune; *2* — pragul prizei; *3* — stăvilar.

cavitate, așa cum s-ar părea (fig. 11-11). În aceste cazuri curenții de fund alimentează puternic priza. Dacă la debite de 3...4 ori mai mari ca cele captate se produce antrenarea aluviunilor, trebuie luate măsuri suplimentare ca: îngustarea albiei la acces, amenajarea unui deversor pe malul convex, manevrarea stavilelor etc.

5. Prevenirea colmatării biefului amonte

La prizele de rîu cu baraj, odată cu micșorarea vitezelor în amonte de captare se reduce și capacitatea de antrenare a aluviunilor tîrîte. În consecință, pentru a evita colmatarea, este necesar ca la debite mai mari decît debitul critic, la care începe antrenarea aluviunilor în masă, să se restabilească capacitatea de transport a aluviunilor. Aceasta se poate asigura la viituri fie prin restabilirea nivelurilor din situația naturală (prin manevra corespunzătoare a stavilelor), fie prin restabilirea vitezelor din situația naturală, prin îngustarea biefului amonte. De multe ori se realizează soluții combinate, corectitudinea lor fiind verificată prin comparația relației debit solid — debit lichid din situația naturală cu cea din situația barată la niveluri de exploatare.

Uneori capacitatea de antrenare se restabilește numai pe un sector limitat din dreptul prizei, admițîndu-se colmatarea în amontele acestuia. Dacă nu se pot lua măsuri convenabile se examinează și posibilitatea dragării biefului amonte la anumite intervale de timp. Alegerea soluției se face pe baza unei comparații tehnico-economice între soluția cu dragare și aceea cu lucrări de regularizare.

Probleme similare se pun în bieful aval, cînd debitul derivat este mai mare decît cel de antrenare. Debitul redus care rămîne pe rîu nu are capacitatea de transport necesară pentru antrenarea aluviunilor trecute în bieful aval și ca urmare se produce o colmatare regresivă. Soluțiile sînt similare cu cele relative la bieful amonte și constau din lucrări de regularizare pentru îngustarea biefului aval și reducerea temporară a debitului derivat.

Albiile rîurilor sînt instabile într-o măsură mai mare sau mai mică. Pentru a stabiliza o albie în zona de captare se prevăd construcții de regularizare care sînt cu atît mai complexe cu cît debitul derivat este mai mare în raport cu cel al rîului. Din acest punct de vedere se dau în cele ce urmează cîteva scheme de amplasare a prizelor în albii naturale.

6. Prize cu prag de dirijare

În prelungirea culeii stăvilarului de la baraj se construiește pragul de dirijare care creează un șenal artificial în fața frontului de captare (fig. 11-12). Prin șenal se trec debite mai mici ca debitul de formare al albiei astfel încît albia se stabilizează în dreptul prizei. Debitele mai mari sînt evacuate peste deversorul frontal al barajului. Soluția se recomandă atunci cînd debitele maxime sînt mult mai mari decît debitele de formare, adică în situația în care lățimea șenalului din fața prizei rezultă mult mai mică decît aceea a albiei.

Cînd rîul are o albie minoră divagantă, cînd albia majoră nu este prea extinsă și cînd debitul solid de fund este compus mai mult din pietriș, se preconizează ca pragul din fața prizei să fie realizat ca prag de fund deversor, puternic curbat (fig. 11-13). Peste pragul deversor se evacuează debitele mai mari ca cele de formare [4].

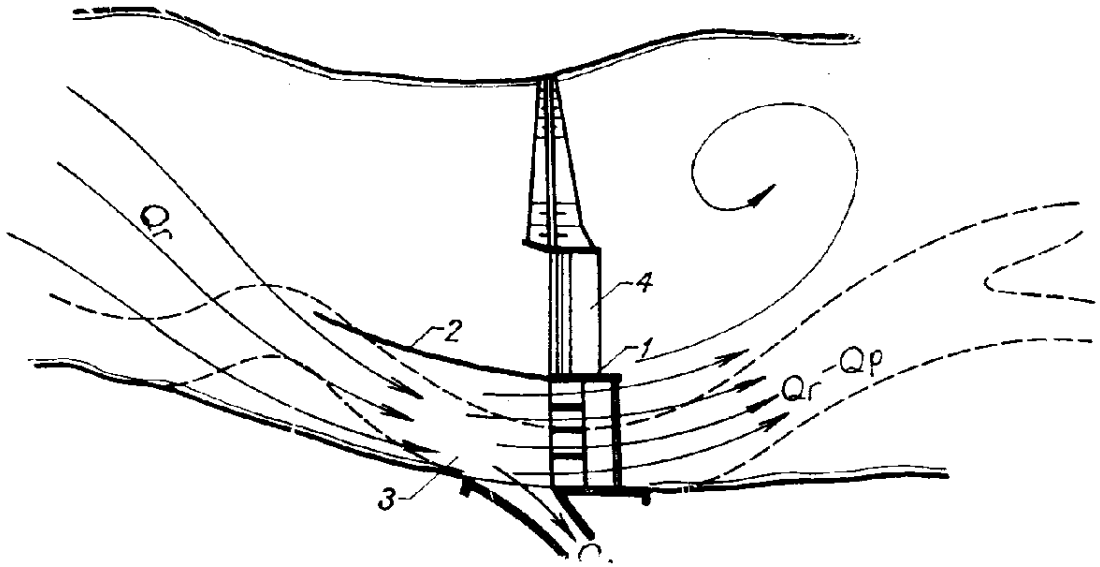


Fig. 11-12. Priză cu prag de dirijare în amonte:
1 — culee; *2* — prag de dirijare; *3* — șenal; *4* — deversor frontal.

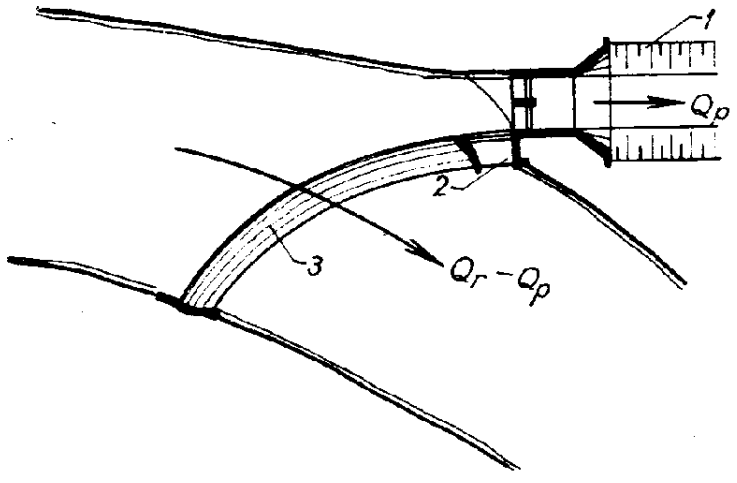


Fig. 11-13. Priză cu prag curbat în fața captării:
1 — aducțiune; *2* — deschidere de spălare; *3* — prag deversant.

7. Prize cu diguri de dirijare

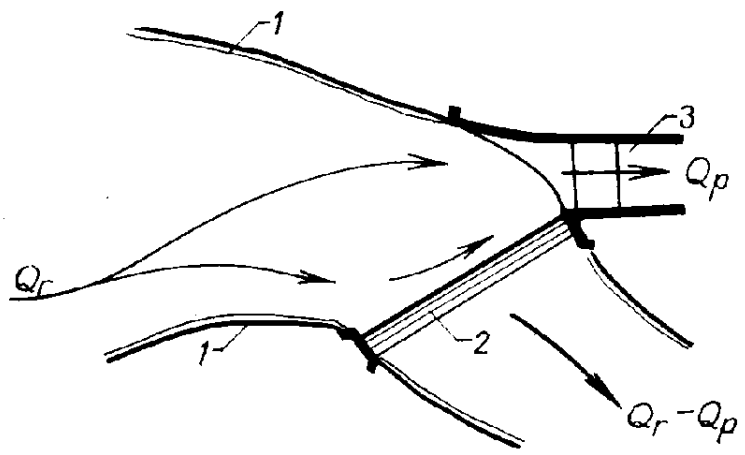


Fig. 11-14. Priză cu captare frontală şi evacuare laterală:
1 — dig longitudinal; *2* — deversor liber sau cu stavile; *3* — aducţiune.

Cînd debitul captat este foarte mare în raport cu cel al rîului (peste 30 ... 40%), iar priza se amplasează în rîuri cu albia minoră instabilă şi albia majoră largă, fixarea şenalului amonte se realizează cu diguri longitudinale. Traseul digurilor trebuie să asigure o conformaţie stabilă a albiei în zona de acces la priză şi o structură convenabilă, curbă, a curenţilor.

La prizele cu debit captat mare se face captarea frontal iar descărcarea debitelor mari se face lateral prizei. Intrarea în priză este coaxială cu direcţia generală de curgere ceea ce face ca accesul apei să fie continuu (fig. 11-14). La deschideri chiar parţiale ale stavilelor curgerea capătă în mod forţat o curbură, care situează priza în concavitate şi atrage curenţii de fund, cu aluviuni, spre baraj. Curbura accentuată a curenţilor reduce însă coeficientul de debit al evacuatorului şi imprimă deversării un caracter neuniform. Alt dezavantaj constă în faptul că o asemenea dispoziţie a prizei necesită un volum relativ mare de terasamente.

Spre a îmbunătăţi condiţiile de descărcare a debitelor mari la evacuator se prevede uneori captarea frontală şi evacuarea de asemenea frontală (fig. 11-15). Ampla-

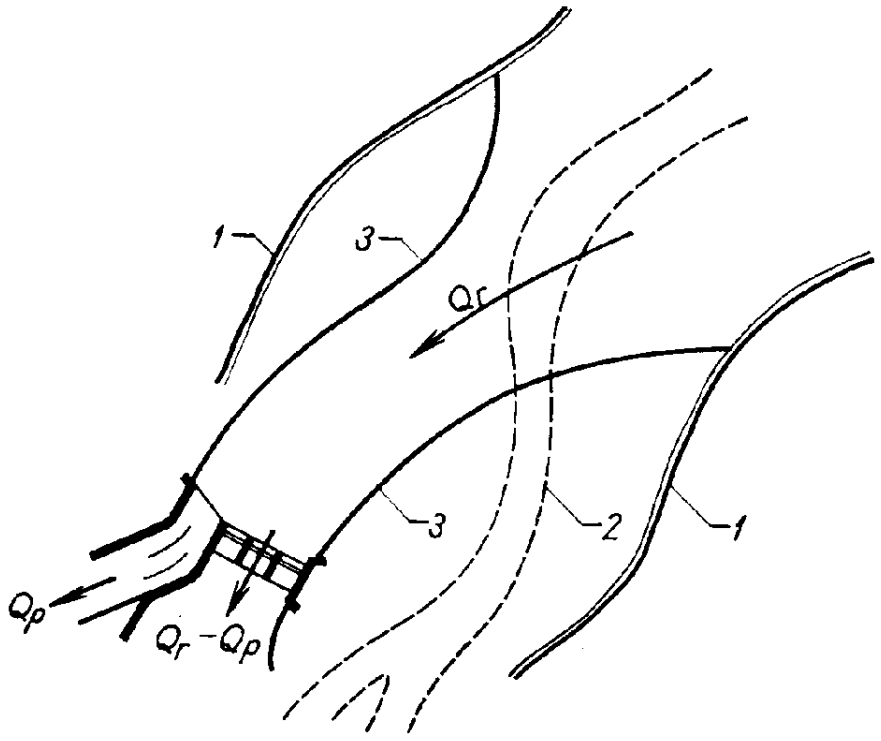


Fig. 11-15. Priză cu captare şi evacuare frontală:
1 — limita terasei; *2* — albie minoră; *3* — diguri de dirijare.

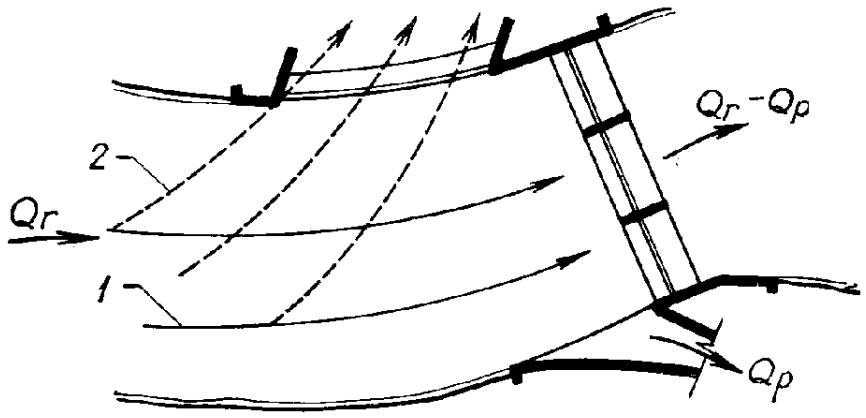


Fig. 11-16. Priză cu captare oblică, evacuare frontală și prag deversant:
1 — curenți de suprafață; *2* — curenți de fund.

sarea captării paralel cu evacuatorul face să se piardă mult din fracționarea curenților. Eventualele depuneri din fața prizei se spală în condiții dificile. Pentru a evita asemenea inconveniente se perforează uneori pragul de captare cu galerii de spălare de secțiune mare.

Așezarea prizei lateral cursului principal și asigurarea unei evacuări frontale elimină o parte din dezavantajele schemelor precedente. Frontul prizei poate fi spălat relativ ușor, iar circulația transversală se poate activa prin manevrarea corespunzătoare a stavilelor, începînd de la malul opus prizei. Stavila de spălare de lîngă priză nu trebuie manevrată la viituri decît intermitent pentru curățirea locală a aluviunilor.

Avantajele schemelor precedente se sintetizează în cazul captării oblice cu evacuare frontală și cu prag deversant pe malul convex (fig. 11-16). Intensificarea circulației transversale se realizează prin deversarea de la malul convex, digul deversant fiind plasat la cota retenției normale. Pragul prizei este coborît, avînd înălțimi de circa 1,50 m, iar protecția prizei este realizată numai prin circulația transversală. Aluviunile trec peste digul deversant prin săltare, iar stavilele stăvilarului funcționează numai pentru evacuarea debitelor medii și spălări locale de scurtă durată.

8. Prize pentru folosințe situate pe ambele maluri

Problema amplasării unor astfel de prize este dificilă deoarece, realizîndu-se condiții favorabile pentru priza de pe un mal, apar implicit condiții defavorabile pe malul opus.

Se pot prevedea prize cu albie de acces rectilinie și cu captare și evacuare frontală (fig. 11-17). Astfel de dispoziții se adoptă la rîuri mici cu aluviuni mai fine, cînd debitele captate sînt aproximativ egale la cele două maluri. Dacă albia de acces are

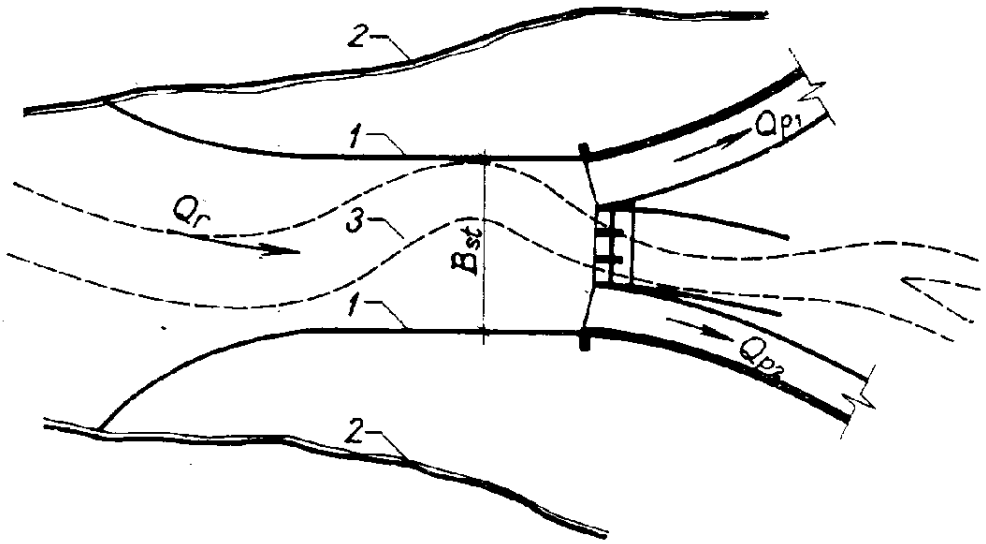


Fig. 11-17. Prize pe ambele maluri cu albie de acces rectilinie:
1 — dig de dirijare; *2* — limita terasei; *3* — albie minoră.

însă o lăţime mai mare decît cea stabilă, apar insule permanente între cele două prize şi deci evacuarea este compromisă [2].

La rîuri mari, cu transport însemnat de aluviuni, se asigură o albie de acces cu dublă curbură, iar prizele se aşază decalat (fig. 11-18). Fiecare dintre prize este situată într-o concavitate, barajul fiind alături de priza din aval. Priza din amonte are în acest caz condiţii de funcţionare mai puţin favorabile. Cînd acestea nu sînt acceptabile, se concentrează ambele prize pe un singur mal, debitul folosinţei de pe malul opus fiind dirijat prin galerii practicate în corpul barajului sau prin conducte rezemate pe pile.

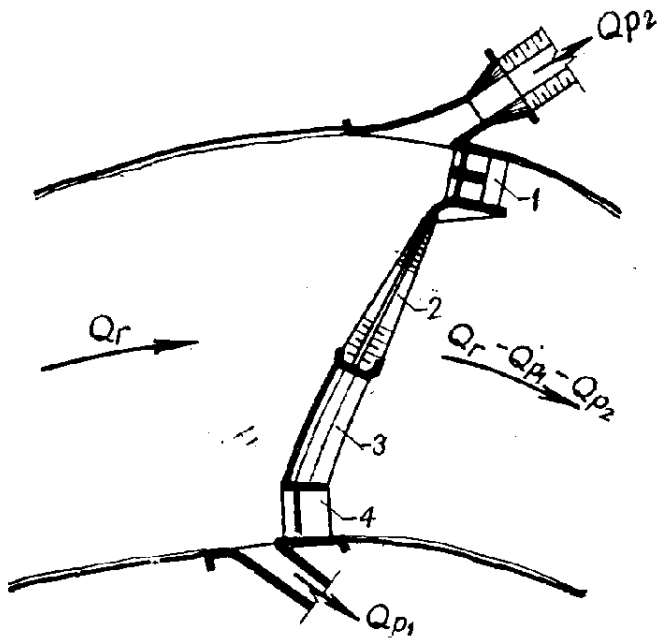


Fig. 11-18. Prize aşezate pe albie de acces cu dublă curbură:
1 — stăvilar; *2* — dig de dirijare; *3* — deversor; *4* — deschidere de spălare.

§ 3. SCHEME CONSTRUCTIVE PENTRU PRIZE DE RÎU CU BARAJ

9. Prize cu radier de spălare

La toate prizele de rîu deschiderile de captare sînt plasate pe un prag masiv, înălțat peste talvegul rîului, pentru a alimenta priza din straturile de suprafață, cu turbiditate redusă. O parte din aluviunile de fund pătrund însă prin săltare în camera prizei și se depun pe radier, acesta îndeplinind funcția de „opritor de pietriș". Pentru a asigura spălarea acestor depuneri, radierul prizei se prevede cu o pantă către o galerie sau un canal transversal direcției de pătrundere a apei, acestea debușînd în bieful aval (fig. 11-19). Radierul se numește în acest caz *radier de spălare*. Galeria este prevăzută cu o vană de fund care în mod normal este deschisă pentru a activa fracționarea curenților în camera prizei.

Dispoziția de mai sus se poate îmbunătăți prin construcția unor praguri curbate în plan, cu consolă, care merg pînă la stavila de spălare. Curbarea în plan și consola accentuează rolul de fracționare a curenților cînd stavila de spălare este deschisă [4] (fig. 11-20).

Practica de exploatare a arătat că orificiile de spălare din radierul prizei au numai o acțiune locală. Uneori spălarea radierului se asigură prin intermediul unor canale cu pantă mare, care conduc aluviunile la orificiile de spălare (fig. 11-21).

În același scop se pot prevedea la intrarea în priză și pe radier capcane de captare a aluviunilor, care constau din rigole dispuse paralel cu frontul, în scopul inter-

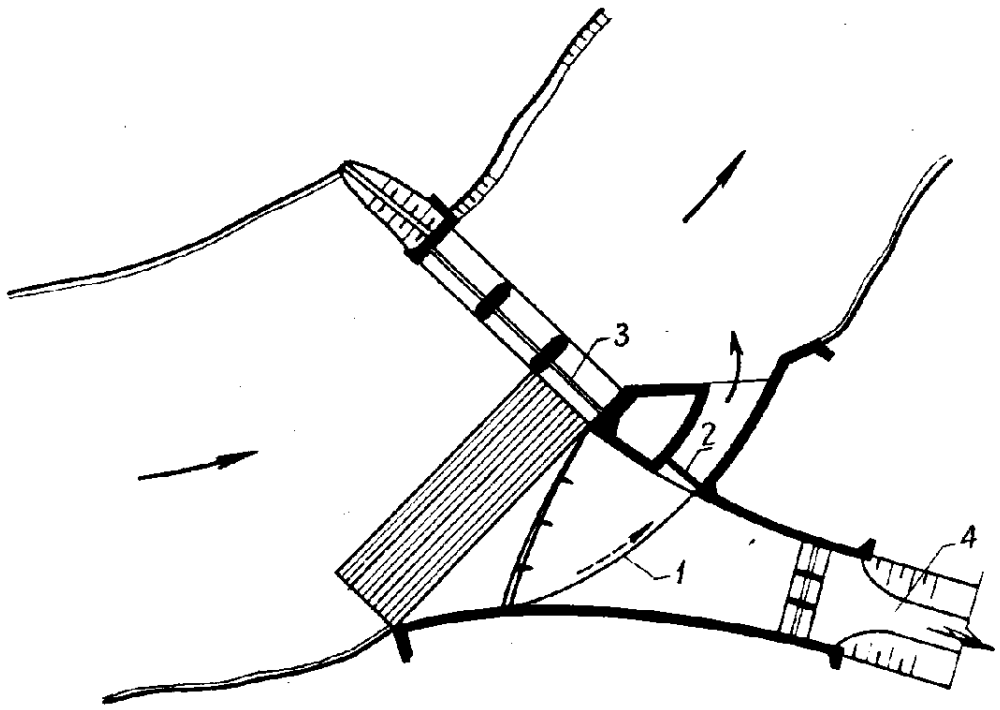


Fig. 11-19. Priză cu radier de spălare:
1 — prag transversal; *2* — vană de spălare; *3* — stăvilar; *4* — aducțiune.

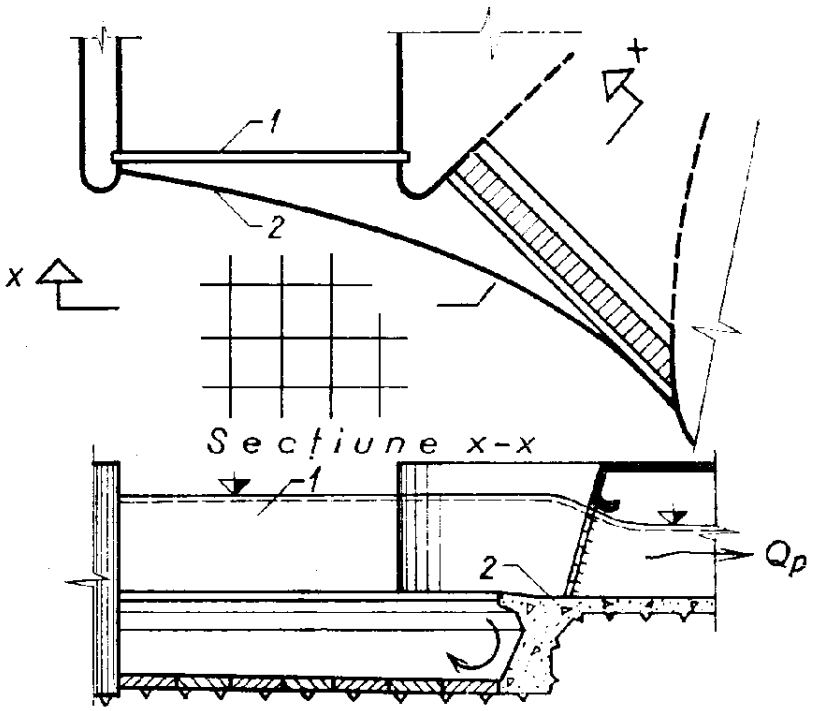


Fig. 11-20. Priză cu prag curbiliniu în consolă:
1 — stavilă de spălare; *2* — prag de intrare.

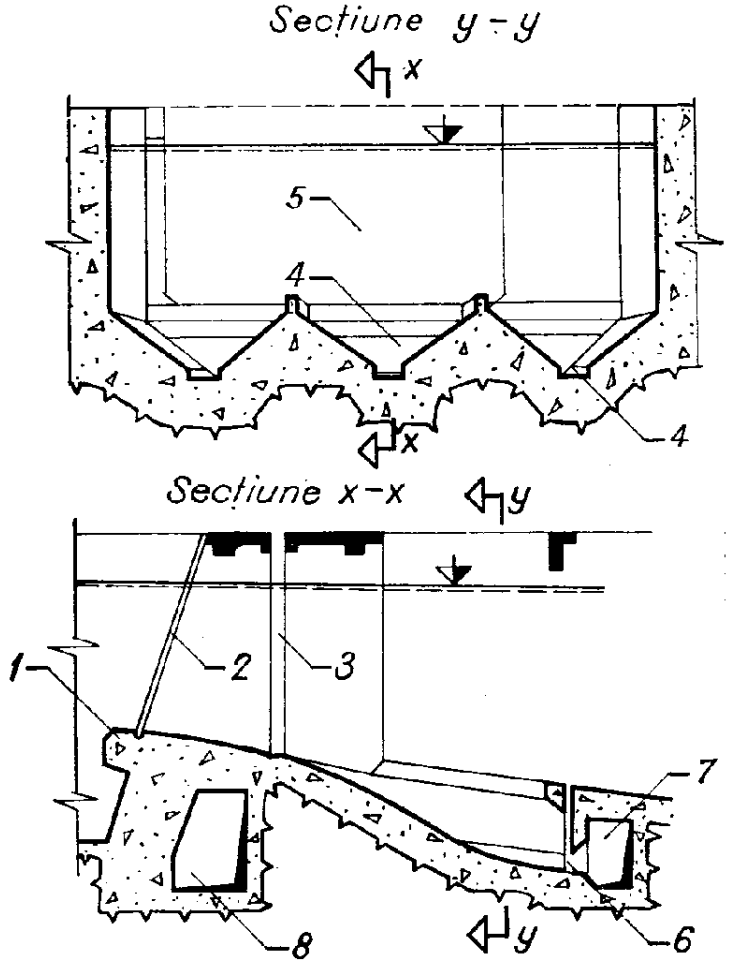


Fig. 11-21. Radier cu canale de spălare:
1 — prag în consolă; *2* — grătar; *3* — stavilă de admisie; *4* — canale de spălare; *5* — camera prizei; *6* — orificiu; *7* — galerie de spălare; *8* — galerie de injecții.

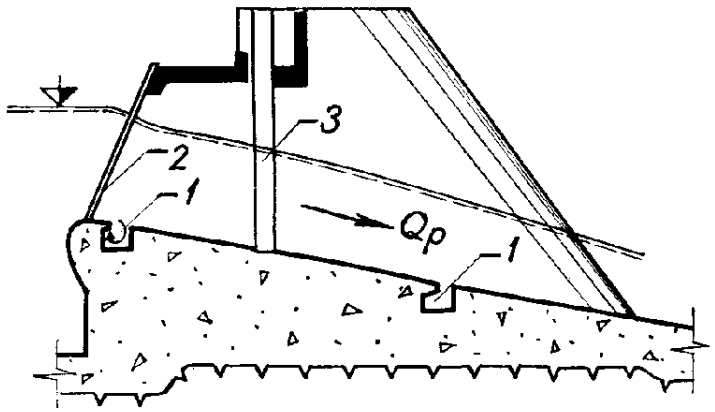


Fig. 11-22. Radier cu capcane pentru aluviuni:
1 — capcană; *2* — grătar; *3* — stavilă de admisie.

ceptării materialului săltat peste prag. Secțiunea lor transversală favorizează formarea unui turbion cu ax orizontal pentru a mări capacitatea de transport a aluviunilor (fig. 11-22). Capcanele trebuie să funcționeze continuu pentru a nu se înfunda, debitul lor fiind reglat în exploatare. Vana de capăt trebuie să aibă o secțiune suficient de mare, putînd eventual să funcționeze parțial închisă [5].

Forma în plan a camerei prizei trebuie concepută astfel încît să se evite producerea de zone de desprindere ce creează vîrtejuri care favorizează depunerile. Pentru eliminarea completă a vîrtejurilor există propuneri (*Escande*) de absorbire a stratului limită, prin prevederea unor prize de debit în pereții camerei; soluția nu a fost aplicată în practica curentă.

10. Prize cu buzunar de spălare

Spălarea intermitentă a depunerilor din fața prizei se face de obicei prin manevra stavilei de spălare de la baraj. Studii de laborator [6] arată însă că vitezele din amonte de stavila de spălare scad foarte repede, pe măsura îndepărtării de deschiderea de spălare, și că pentru adîncimi uzuale de 2...4 m spălarea nu mai este eficace decît pe o lungime egală cu deschiderea stavilei (fig. 11-23, *a*). La ridicarea parțială a stavilei, liniile de curent se concentrează rapid spre orificiu și vitezele scad foarte repede în amonte. La deschiderea totală a stavilei concentrarea debitelor specifice se produce de asemenea pe distanțe relativ reduse.

Spălarea se poate asigura pe o lungime mai mare dacă se realizează un *buzunar de spălare* prin prelungirea spre amonte a primei pile a barajului. Se creează în acest fel un canal în care, la deschiderea stavilei, vitezele sînt destul de mari pentru a antrena în timp relativ scurt depozitul de aluviuni.

Sînt trei variante constructive de realizare a buzunarului: cu avanpilă obișnuită (fig. 11-23, *b*), cu avanpilă cu stavilă de spălare în amonte (fig. 11-23, *c*) și cu avanpilă înecată (fig. 11-23, *d*).

O dispoziție constructivă pentru priza cu avanpilă obișnuită este prezentată în figura 11-24. Problema alegerii lățimii b_c și a lungimii L_c a canalului de spălare este foarte importantă pentru buna funcționare a prizei. Lățimea b_c se alege astfel ca, la debite mai mari decît cele de antrenare a aluviunilor, să existe pe canal viteze mai mici ca cele din rîu, pentru a nu atrage aluviunile de fund spre priză. Lungimea L_c

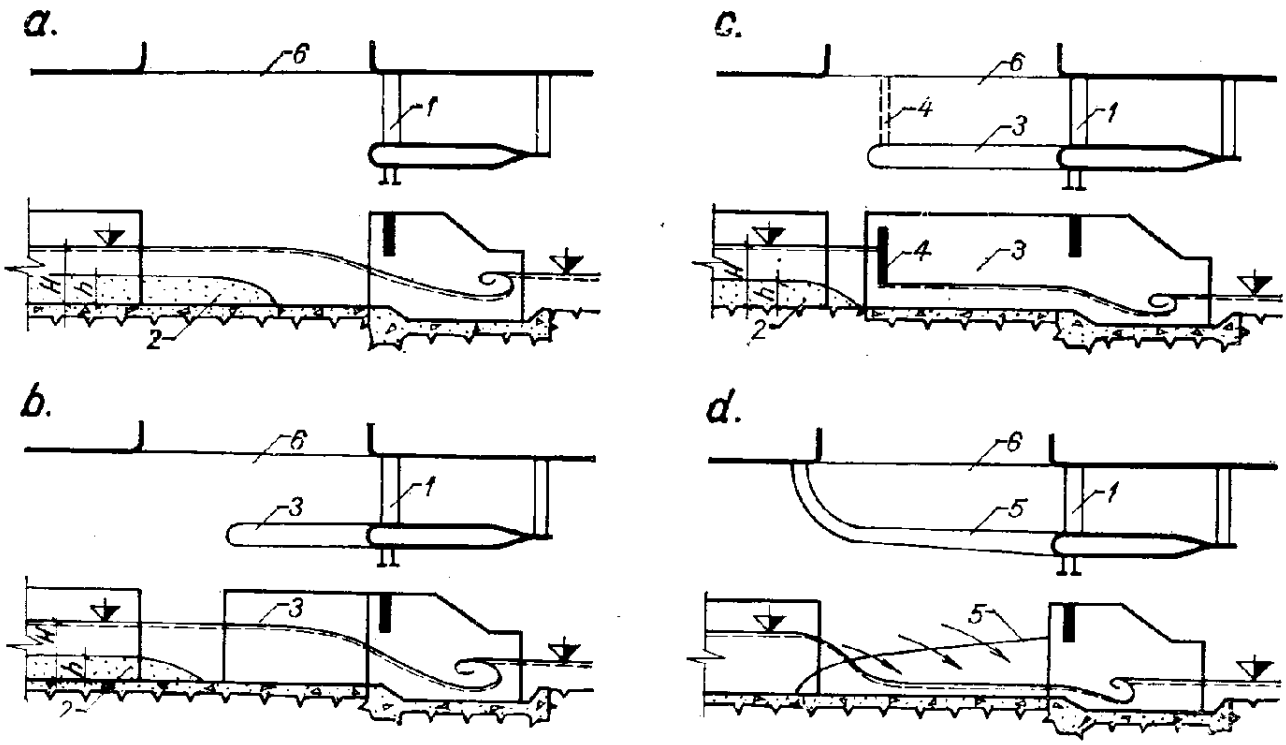


Fig. 11-23. Activarea spălării prin deschiderile de spălare:
a — dispoziție normală; *b* — cu avanpilă; *c* — cu avanpilă și stavilă amonte; *d* — cu avanpilă înecată; *1* — stavilă de spălare; *2* — depozit aluvionar; *3* — avanpilă; *4* — stavilă amonte; *5* — avanpilă înecată; *6* — pragul prizei.

se limitează la 0,66 din lățimea prizei, pentru că la lungimi mai mari cantitatea de aluviuni atrasă este mai mare, iar spălarea se propagă mai slab. Spălarea se face cu consum minim de apă dacă stavila se deschide complet, fără a fi înecată de nivelul aval, iar manevrele se fac repetat și de scurtă durată. Un dezavantaj constă în faptul că, pentru a nu se introduce aluviuni în aducțiune, în timpul spălării funcționarea

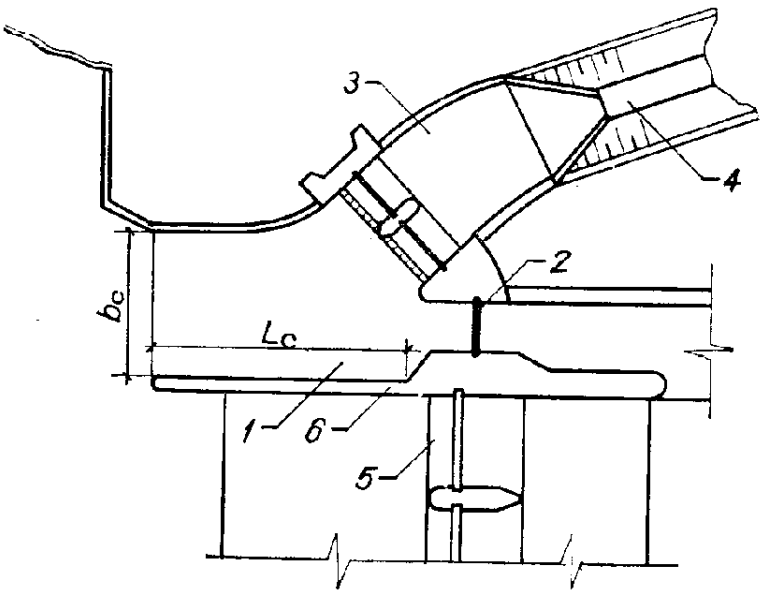


Fig. 11-24. Priză cu buzunar de spălare:
1 — buzunar; *2* — stavilă de spălare; *3* — camera prizei; *4* — aducțiune; *5* — stăvilar; *6* — avanpilă.

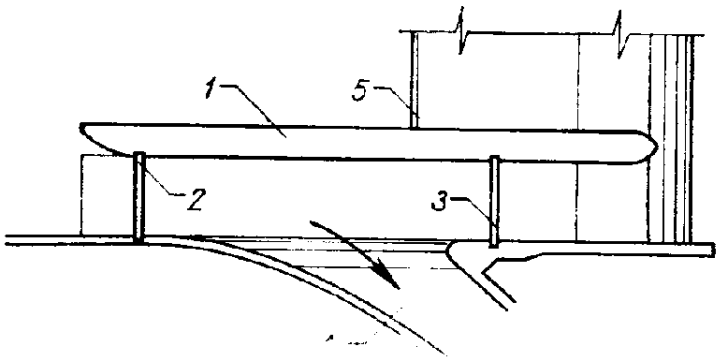


Fig. 11-25. Priză cu buzunar, cu stavilă de spălare amonte:
1 — avanpilă; *2* — stavilă amonte; *3* — stavilă aval; *4* — camera prizei; *5* — stăvilar.

prizei trebuie întreruptă, sau debitul captat redus. În plus, prezența avanpilei perturbă vizibil curenții care alimentează priza, ceea ce la viteze mari pe rîu este dezavantajos.

Condițiile de spălare se pot îmbunătăți prin plasarea unei stavile suplimentare la intrarea în buzunar (fig. 11-25). În perioadele de exploatare normală stavila amonte este ridicată, iar retenția este menținută de stavila aval. La spălare se coboară parțial stavila amonte și se ridică cea aval. Aluviunile sînt spălate complet și rapid de curentul care iese cu viteze mari de sub stavilă. Operația de spălare se poate face și la ape mici avînd în vedere faptul că debitele de spălare sînt reduse.

O altă soluție pentru îmbunătățirea condițiilor de spălare constă în prevederea unei avanpile înecate, buzunarul fiind închis în amonte (fig. 11-26). La deschiderea vanei de spălare din partea aval a buzunarului, nivelul în acesta scade și are loc

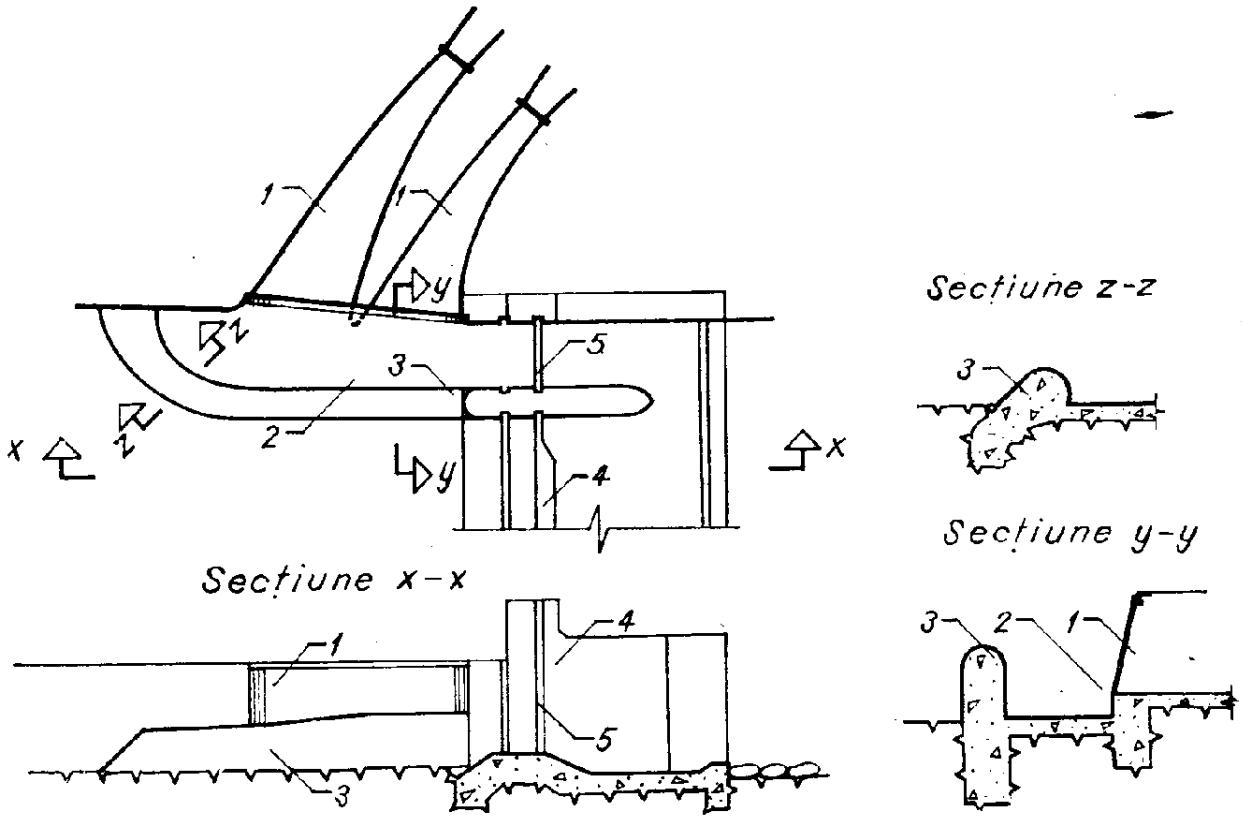


Fig. 11-26. Priză cu avanpilă înecată:
1 — camera prizei; *2* — buzunar; *3* — avanpilă; *4* — stăvilar; *5* — stavilă de spălare.

deversarea peste avanpilă. Aluviunile sînt antrenate foarte rapid datorită apariţiei unui vîrtej cu ax orizontal, iar manevra este mai simplă decît în cazul precedent.

11. Prize cu galerii de spălare

Dacă nu se pot aplica soluţiile precedente pentru alimentarea prizei cu curenţi de suprafaţă, trebuie luate măsuri pentru spălarea depunerilor care se formează în faţa pragului. În acest scop se folosesc galerii de spălare amplasate sub prag (fig.11-27). Rolul acestor galerii este de a fracţiona curenţii pe verticală, în cazul spălării continue, sau numai de a spăla depunerile din faţa pragului, în cazul spălării discontinue. Efectul de spălare este local, fiind antrenate numai aluviunile situate la o distanţă egală cu de 3...4 ori înălţimea galeriilor.

Soluţia prezintă inconvenientul că atrage curenţii de fund spre priză, fiind posibil ca în timpul spălării unele particule să intre prin săltare în aducţiune. Pentru a asigura transportul aluviunilor prin galerii, trebuie asigurate trasee cît mai drepte şi viteze de curgere mari, de 4...6 m/s, în orice caz superioare vitezelor critice de antrenare a aluviunilor cu cele mai mari dimensiuni ce ajung în galerii. Ţinînd seama de acţiunea abrazivă a particulelor solide, pereţii galeriilor trebuie protejaţi cu îmbrăcăminţi adecvate.

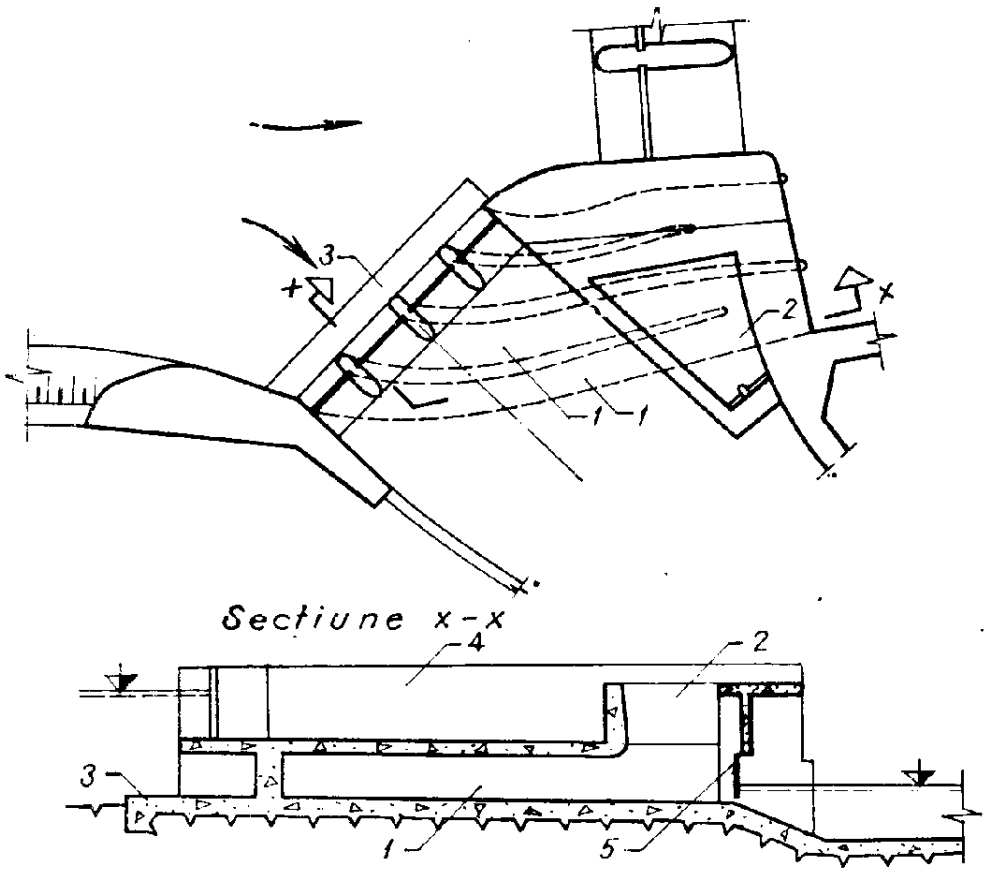


Fig. 11-27. Priză cu galerii de spălare:
1 — galerie de spălare; *2* — bazin; *3* — prag; *4* — camera prizei; *5* — vană de spălare.

Aluviunile evacuate în aval tind să se depună în apropierea debușeului galeriilor, datorită reducerii vitezelor. Pentru a evita colmatarea ieșirilor este preferabil ca acestea să se găsească în zona de acțiune a evacuatorilor.

Se pot întîlni mai multe variante constructive pentru galeriile de spălare:

— galerii independente cu stavile individuale (fig. 11-27); soluția necesită un număr mare de mecanisme, iar galeriile sînt nevizitabile;

— galerii de secțiune redusă care alimentează un colector vizitabil, închis cu stavilă în aval; soluția are dezavantajul că galeriile nu pot funcționa decît simultan, ceea ce impune debite de spălare mari;

— galerii cu stavile individuale în amonte care alimentează un colector cu debușeu în aval (fig. 11-28); soluția este mai avantajoasă decît precedenta prin faptul că permite funcționarea succesivă a galeriilor și deci spălarea frontului prizei cu debit minim.

Uneori se pot prevedea și galerii individuale de secțiune mare, vizitabile, pentru a reduce riscul înfundării. Soluția se apropie de cea a prizelor bietajate.

În toate cazurile orificiile de intrare în galerii trebuie distribuite neuniform pe frontul de captare, mai rare spre baraj și mai dese în amonte (sau secțiunile lor să fie mai mari spre amonte și mai mici spre baraj) pentru ca debitele să fie aproximativ egale.

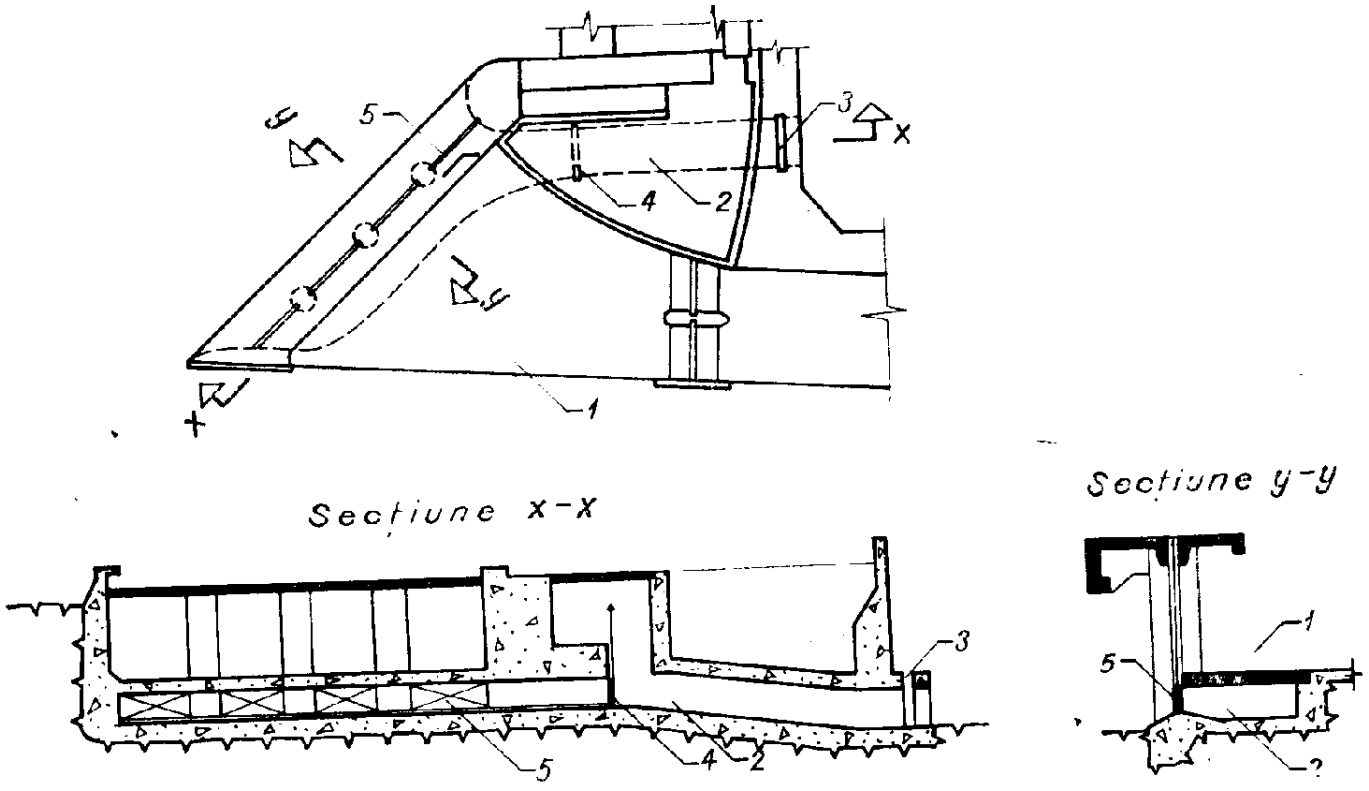


Fig. 11-28. Priză cu galerii de spălare și colector central:
1 — camera prizei; *2* — colector; *3* — batardou; *4* — vană de spălare; *5* — vana orificiului.

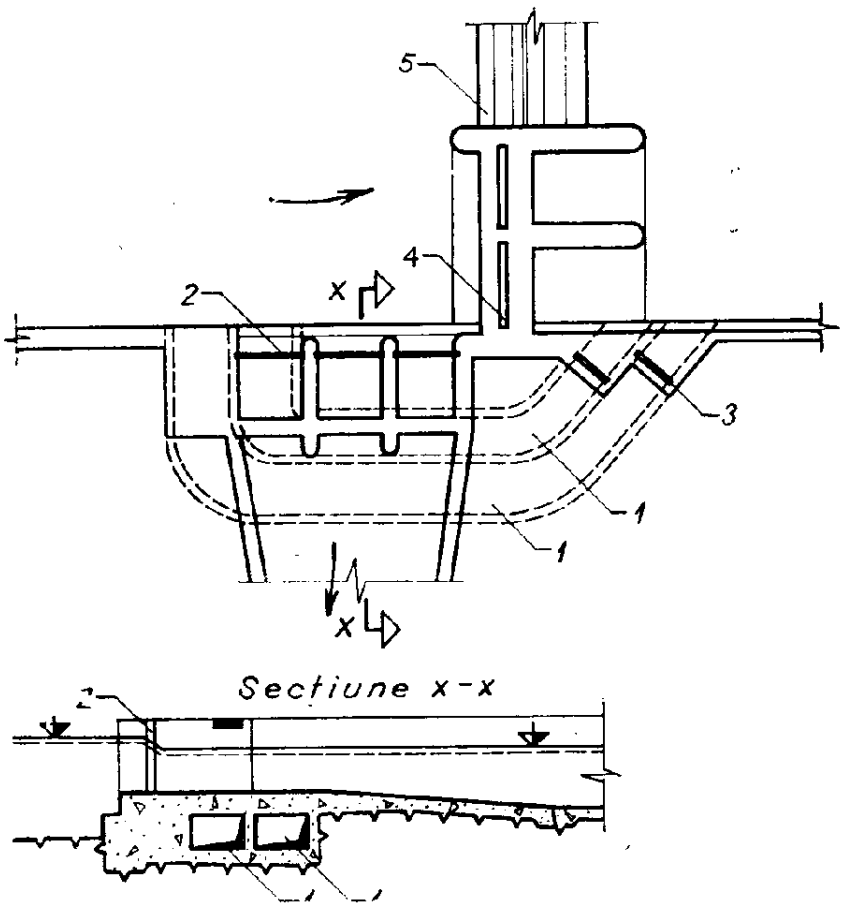


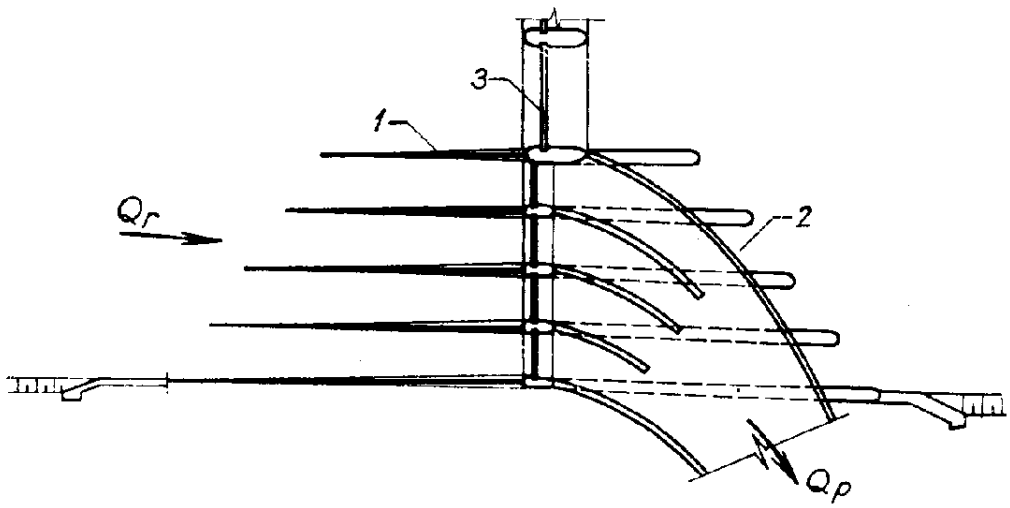
Fig. 11-29. Priză cu galerii de spălare devansate:
1 — galerie de spălare; *2* — stavilă de admisie; *3* — vană de spălare; *4* — deschidere de spălare; *5* — deversor.

O dispoziție foarte avantajoasă constă în decalarea frontului galeriilor de spălare față de frontul de captare astfel ca intrarea în primele galerii să se găsească înaintea prizei (fig. 11-29). Galeriile capătă rol de interceptare a debitului solid și implicit asigură alimentarea prizei din curenți de suprafață [7].

12. Prize etajate

Prizele etajate reprezintă o dezvoltare a tipului de priză cu galerii de spălare. Frontul de captare este situat deasupra unor galerii de spălare foarte scurte, dar de secțiune mare, care intră în componența barajului. Se pot întîlni două dispoziții ale prizei, una în care captarea este coaxială cu ferestrele de spălare (fig. 11-30), a doua la care captarea este orientată perpendicular pe frontul de spălare (fig. 11-31). În al doilea caz, la nivelul pragului prizei se prevede o platformă pe pile intermediare care prelungesc în amonte galeriile de spălare.

În ambele dispoziții se realizează fracționarea pe verticală a curenților în condițiile unei căderi reduse. Pentru antrenarea aluviunilor se folosesc debite mari și



Vedere amonte

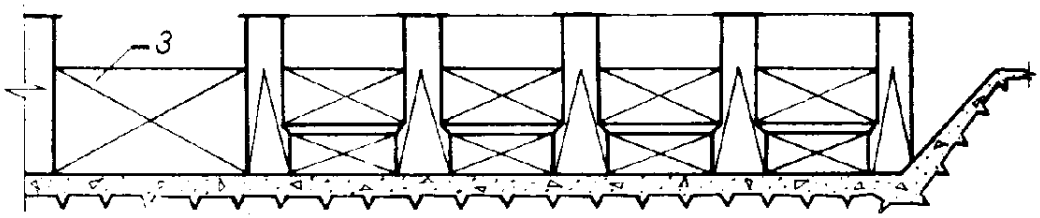


Fig. 11-30. Priză etajată cu captare frontală:
1 — stavilă; *2* — debușare; *3* — stavilă de spălare.

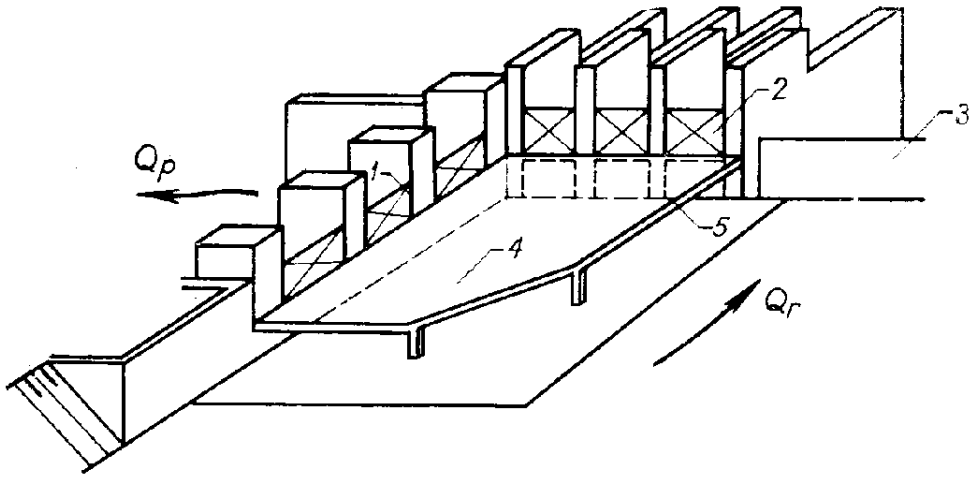


Fig. 11-31. Priză etajată cu captare laterală:
1 — stavilă de admisie; *2* — stăvilar; *3* — deversor; *4* — platformă; *5* — etaj inferior de spălare.

orificii de spălare de dimensiuni mari, iar în fața prizei, la nivelul talvegului, se prevede un avanradier cu pantă.

Avantajul prizelor etajate constă în faptul că asigură captarea fără modificarea direcției de curgere și deci pierderile de sarcină sînt mici. Dezavantajele constau în pericolul pătrunderii plutitorilor în priză, riscul de colmatare a etajului inferior și consumul mare de apă pentru spălare.

Astfel de prize sînt recomandabile în cazul căderilor mici, cînd debitul captat este mare în valoare absolută, dar mic în raport cu debitul rîului [4].

13. Prize cu canal de acces curbiliniu

La acest tip de priză frontul de captare este retras de la malul rîului în interiorul unui canal curb ce leagă amontele cu avalul (fig. 11-32). Retenția se asigură cu un stăvilar, iar canalul are o stavilă la capătul aval și una la capătul amonte care se manevrează în timpul spălărilor. Stavilele permit deversări pentru evacuarea plutitorilor cu debite mici. În radierul canalului este prevăzut un prag curb care comunică cu avalul printr-o vană de fund. Orificiul de comunicare din pilă este larg și ușor accesibil, poziția vanei fiind în mod normal închisă. Efectul de antrenare a aluviunilor este favorizat de acțiunea simultană a pantei mari a radierului pe diferența de nivel amonte — aval, de prezența pragului și de forma curbă a canalului care intensifică circulația transversală locală.

Acest tip de priză este recomandabil pentru cursurile superioare și mijlocii ale rîurilor cu transport de fund pronunțat și regim torențial.

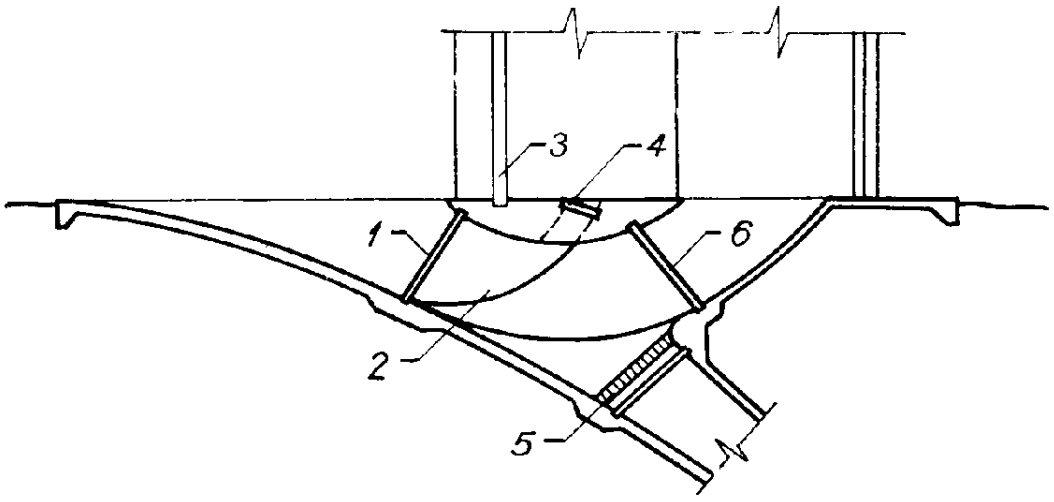


Fig. 11-32. Priză cu canal de acces curbiliniu:
1 — stavilă amonte; *2* — prag de spălare; *3* — stăvilar; *4* — vanetă; *5* — pragul prizei; *6* — stavilă aval.

1 . Prize de mică presiune

Aceste prize sînt situate la adîncimi relativ mici față de nivelul amonte și pun derivația sub o presiune moderată. Se disting o serie de scheme de dispunere a elementelor componente, conform cu figura 11-33.

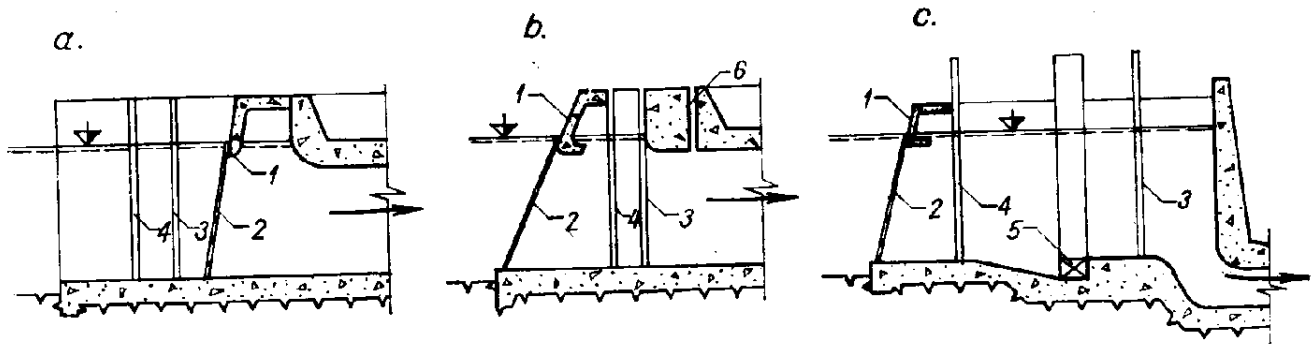


Fig. 11-33. Prize de mică presiune:
a — cu grătar în aval; *b* — cu grătar în amonte; *c* — cu prag de spălare; *1* — timpan; *2* — grătar; *3* — stavilă de admisie; *4* — batardou; *5* — vană de spălare; *6* — tubație de aerisire.

Dispoziția a situează batardoul și stavila de admisie înaintea grătarului. Dezavantajul constă în faptul că impune deschideri mari pentru stavilă și batardou, nișele sînt expuse înnisipării, iar stavila nefiind protejată de grătar este supusă loviturilor produse de ghețuri și plutitori.

Dispoziția b este mai des folosită deoarece grătarul apără stavila de admisie și nișele batardoului. Tubația de aerisire evită depresiunile și eventualele fenomene de cavitație la închiderea bruscă a stavilei.

Dispoziția c este o schemă îmbunătățită a celei precedente. În amonte de stavilă se prevede și o capcană de pietriș cu un canal de spălare a aluviunilor.

Vitezele de admisie la priză se limitează la 1...2 m/s pentru a răspunde condițiilor de exploatare.

§ 4. PRIZE DE RÎU FĂRĂ BARAJ

15. Generalități

Prizele fără baraj sînt supuse variațiilor naturale ale nivelurilor și ale traseului albiei rîurilor. Stabilitatea albiei trebuie asigurată prin măsuri de consolidare a malurilor, prin corecția coturilor, prin diguri de dirijare, prin îngustarea albiei etc.

În comparație cu prizele cu baraj, prizele fără baraj intervin mai puțin în procesele de albie. Amenajarea lor nu comportă o perturbare a transportului solid, iar tranzitul aluviunilor de fund este posibil. Ele sînt însă mai puțin apărate de pătrunderea debitului solid prin ferestrele de captare. Cota pragului este impusă de nivelurile minime de pe rîu, ceea ce face ca alimentarea să se asigure din straturile de fund, mai bogate în aluviuni. Există în același timp și riscul formării unor depozite aluvionare care să înfunde intrarea în priză. Măsurile de combatere a debitului solid la aceste prize constau în:

— amplasarea corectă a prizei și realizarea unei circulații transversale intense;

— dragarea depozitelor de aluviuni formate în fața prizei, mai ales dacă frecvența formării acestora este redusă (4 la 6 ani);

— prevederea de dispoziții constructive ca batardouri, pinteni de captare etc., care să împiedice într-o anumită măsură pătrunderea aluviunilor de fund.

Prizele fără baraj se pot aplica numai în cazurile în care stabilitatea albiei este asigurată prin lucrări de regularizare. Cînd în acest scop sînt necesare lucrări inginereşti de mari proporţii se adoptă prize cu baraj, sau se modifică amplasamentul. Debitele captate nu trebuie să depăşească 25% din debitele minime ale rîului.

16. Elemente componente

Prizele fără baraj se amplasează pe un mal stabil, de preferat în concavitatea unui cot stabil al rîului, avînd o rază de curbură $R = (5...8)\ Bst$, unde Bst este lăţimea stabilă a albiei. Este recomandabil ca ferestrele de captare să fie situate în al treilea sfert al unghiului la centru [4], presupunîndu-se că circulaţia transversală este pe deplin dezvoltată (fig. 11-34).

Construcţia de captare este formată din una sau mai multe deschideri, plasate pe un prag de beton situat cu puţin peste cota medie a patului albiei. La partea superioară este prevăzut un timpan de beton armat pentru a împiedica pătrunderea plutitorilor mari sau a sloiurilor (fig. 11-35). La intrarea în priză se prevăd stavile pentru reglarea debitului captat. În faţa stavilelor se plasează batardourile care

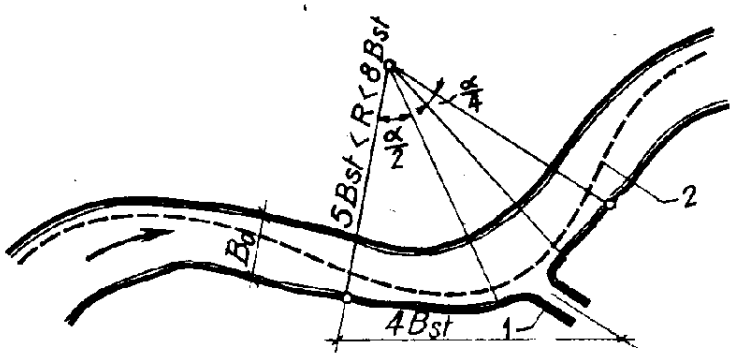


Fig. 11-34. Amplasarea prizei fără baraj:
1 — punct de captare; *2* — talveg.

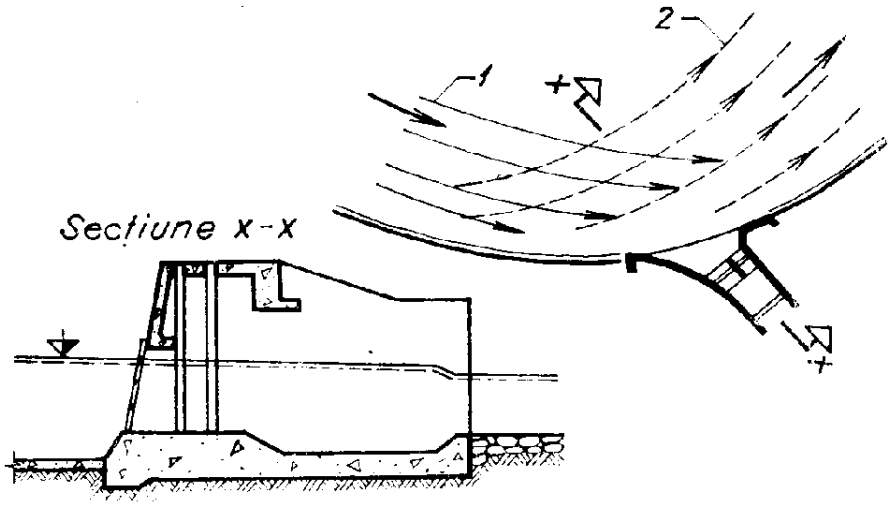


Fig. 11-35. Schema unei prize fără baraj:
1 — curenţi de suprafaţă; *2* — curenţi de fund.

permit izolarea construcției de rîu la revizii, iar în timpul apelor mari servesc, prin lansare parțială, la captarea din straturile de suprafață. La ape mari apare o diferență de nivel între nivelul din rîu și nivelul din canalul de derivație, fapt care impune uneori realizarea unui bazin disipator al energiei debitului captat.

În toate cazurile trebuie prevăzută o apărare a malului prizei, atît în amonte cît și în aval de captare, pe lungimea concavității, unde vitezele locale pot depăși pe cele de antrenare a materialului din maluri. Apărarea de mal constă în taluzări și înierbări, mergînd uneori pînă la pereerea malurilor.

17. Sisteme de dirijare a curenților la priză

Panourile Potapov sînt unele dintre cele mai reușite dispozitive pentru dirijarea curenților. Ele sînt constituite din o serie de plutitori rigizi, montați solidar pe o fermă, care la rîndul ei se fixează în zona de acces la priză cu ajutorul unor cabluri de ancoraj (fig. 11-36).

Plutitorii au o formă rotunjită în secțiune transversală și sînt orientați astfel încît să dirijeze curenții de suprafață spre captare [2]. Panourile se pot realiza și din lemn dar se recomandă să se confecționeze din tablă groasă (3...4 mm), rigidizată cu profile metalice.

Studiile de laborator și în natură au permis recomandarea unor relații pentru dispunerea panourilor:

— unghiurile de așezare $\beta = 16...20°$ și $\theta = 45...60°$;

— lățimea curentului de plasare a panourilor $b_0 = 1{,}2\left(\frac{q_p}{q_r} + 0{,}40\right) B_p$, cu q_p și q_r debitele specifice ale prizei, respectiv rîului și B_p lățimea prizei;

— lungimea șirului de panouri paralel cu malul $L_1 = 1{,}30\ b_0$;

— lungimea unui panou $p = 0{,}6\ \frac{H}{\sin \alpha}$, cu $\alpha = 16...22°$ și H adîncimea curentului;

— distanța între două panouri $l_1 = p\frac{\sin \alpha}{\sin \beta}$;

— adîncimea de înecare a unui panou $h_p = (0{,}25...0{,}30)\ H$.

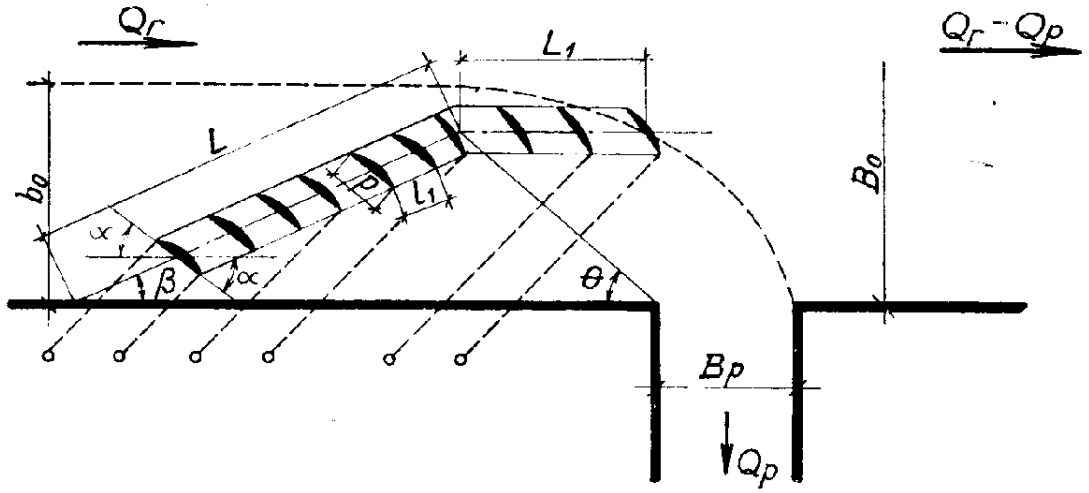


Fig. 11-36. Panouri de dirijare Potapov.

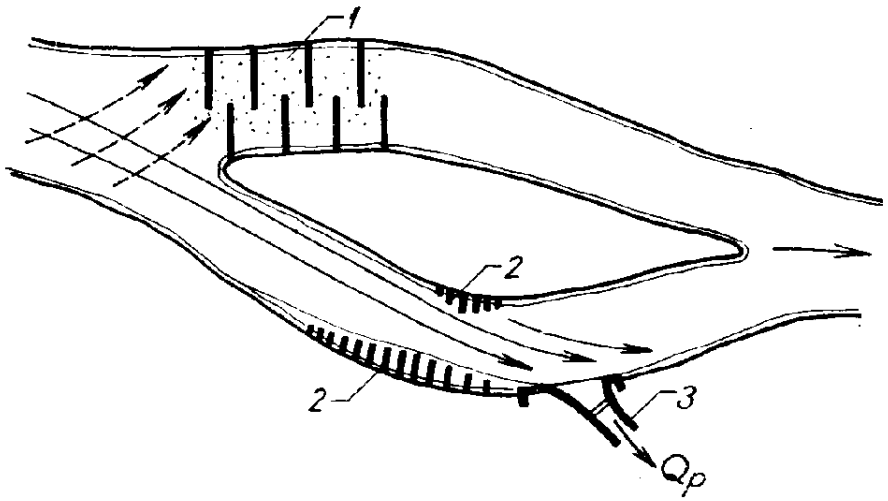


Fig. 11-37. Închiderea unui braţ secundar:
1 — praguri de fund; *2* — epiuri; *3* — priză.

Sistemul cu panouri Potapov prezintă o mare elasticitate în exploatare, direcţia şi gradul lor de scufundare putînd fi reglate uşor funcţie de regimul hidrologic al rîului. Domeniul lor de aplicabilitate este limitat însă de faptul că necesită adîncimi minime de ordinul a 3 m, că orientează spre priză plutitori mari şi că reclamă o supraveghere continuă.

Lucrări de regularizare radicală a albiei sînt necesare în cazurile cînd simpla dirijare a curenţilor în faţa prizei nu este suficientă pentru asigurarea stabilităţii albiei (cazul albiilor cu mai multe braţe, cu ostroave temporare, cu lăţimi mai mari ca cea stabilă etc.).

Cînd amplasarea prizei se face într-un sector al rîului în care albia are mai multe braţe se procedează la închiderea braţelor secundare (fig. 11-37). Priza se amplasează pe braţul principal, iar închiderea celor secundare se face cu traverse de colmatare sau cu pinteni şicanaţi. În acelaşi timp se iau măsuri de consolidare a braţului principal şi în special a malului prizei.

Dacă braţul pe care se construieşte priza nu are o curbură suficientă, aceasta se poate mări cu ajutorul unui sistem de pinteni de dirijare realizaţi din blocuri prefabricate de beton, din materiale locale, piatră spartă etc. (fig. 11-38). Stabilizarea traseului talvegului necesită uneori asocierea acestor lucrări cu excavarea anumitor maluri defavorabil conformate.

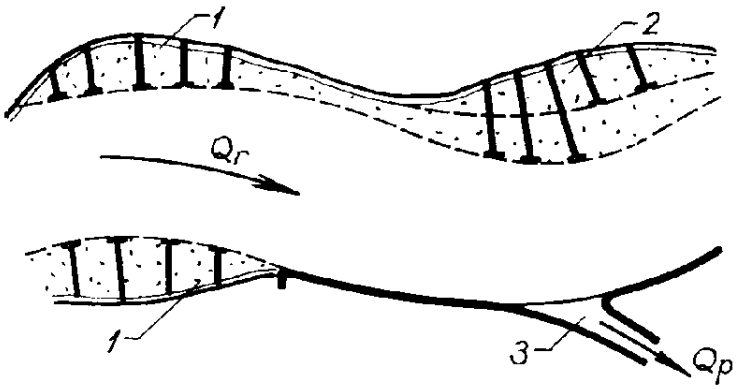


Fig. 11-38. Mărirea curburii curenţilor printr-un sistem de pinteni:
1 — epiuri; *2* — prima depunere; *3* — priză.

Îngustarea albiei rîului se impune acolo unde lățimea albiei stabile nu este asigurată. Traseul și cotele digurilor de dirijare se definitivează prin încercări pe modele.

18. Scheme constructive pentru prize fără baraj

Priza cu pinten constituie o schemă intermediară spre priza cu baraj. În fața frontului de captare se construiește un dig, avînd un traseu convergent spre priză și ușor curbat, iar la capătul acestuia se prevede o deschidere de spălare (fig.11-39). Uneori digul este parțial deversant pe un sector în amonte de priză. Prelungirea în amonte a pintenului se face pentru a asigura captarea întregului debit minim, excedentul de debit din perioadele de ape mari fiind evacuat prin deschiderea de spălare. Aceasta are cota cu 1,5...2 m mai jos decît pragul prizei pentru a realiza o spălare eficientă a frontului de captare.

Sistemul permite ridicarea nivelurilor la intrarea în priză în perioadele de ape mici. Pentru a realiza o supraînălțare Δz, lungimea necesară a pintenului L_p va fi:

$$L_p = \frac{\Delta z}{I - I_c}, \tag{2}$$

unde I și I_c sînt respectiv pantele medii pe rîu și în canalul creat de pinten.

Panta I_c se determină la rîndul ei cu relația:

$$I_c = \frac{1}{2}(I_{c_1} - I_{c_2}), \tag{3}$$

în care I_{c_1} este panta în canal corespunzătoare debitului total, iar I_{c_2} este panta corespunzătoare debitului prizei cînd stavila de capăt este închisă.

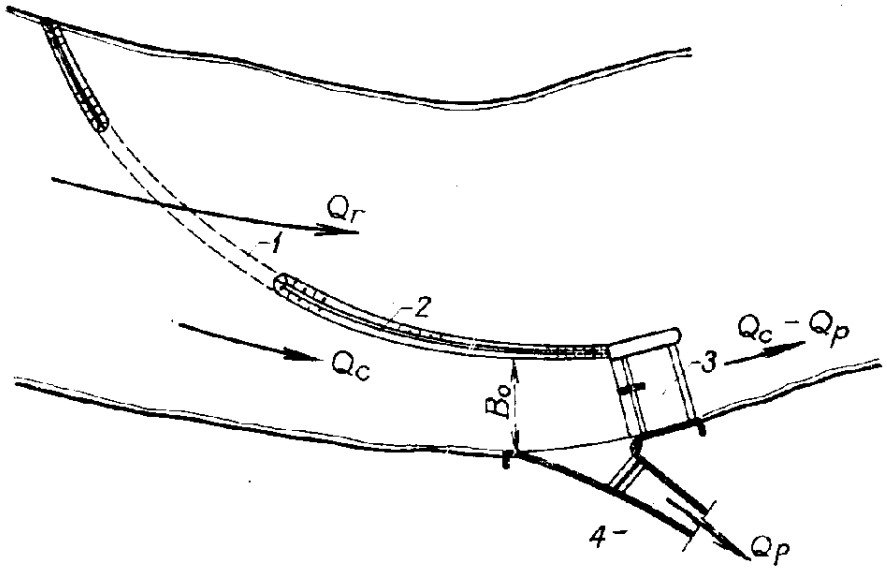


Fig. 11-39. Priză cu pinten:
1 — zonă deversantă; *2* — pinten; *3* — deschidere de spălare; *4* — aducțiune.

Prizele cu bazin se realizează atunci cînd primează combaterea gheţurilor. Ele se pot aplica pentru debite captate de 2...20 m^3/s, dar care nu pot depăşi 10% din debitul modul al rîului. Adîncimea minimă trebuie să fie de circa 1,0 m. Prizele cu bazin se asociază de obicei cu staţii de pompare, la noi în ţară fiind favorabilă în acest scop Dunărea şi cursurile inferioare ale afluenţilor săi principali.

Priza are ca element caracteristic un bazin realizat prin excavare în malul rîului sau prin intermediul unor diguri plasate în albie.

Bazinul în mal (fig. 11-40, *a*) se prevede atunci cînd îngustarea albiei nu este posibilă datorită riscului afuierilor sau şenalului navigabil. Pentru a asigura pătrunderea curenţilor cu concentraţie minimă de gheaţă şi zai, bazinele se vor orienta cu unghiuri mai mari de 90°. Se vor asigura de asemenea împotriva inundării la ape mari pentru a nu fi blocate cu aluviuni.

Staţia de pompare este situată la capătul bazinului. Acesta apără priza de zai sau sloiuri, prin vitezele extrem de mici, de ordinul centimetrilor pe secundă, cu care apa curge în bazin. În plus bazinul asigură şi predecantarea fracţiunilor mari ale debitului solid şi o adîncime suficientă în faţa prizei.

La schema cu diguri în albie (fig. 11-40, *b*), pentru a evita colmatarea bazinului la trecerea apelor mari, cota digului se ridică peste cota nivelurilor în regim de iarnă, dar sub aceea a apelor mari. La deversarea digului apar curenţi elicoidali care exercită o acţiune de autospălare a intrării în bazin.

Există un schimb permanent de apă între bazin şi rîu şi unul din efectele acestui fenomen este sedimentarea unei părţi importante a debitului solid la intrarea în priză. Pentru evitarea lui se adoptă lăţimi de intrare cît mai reduse.

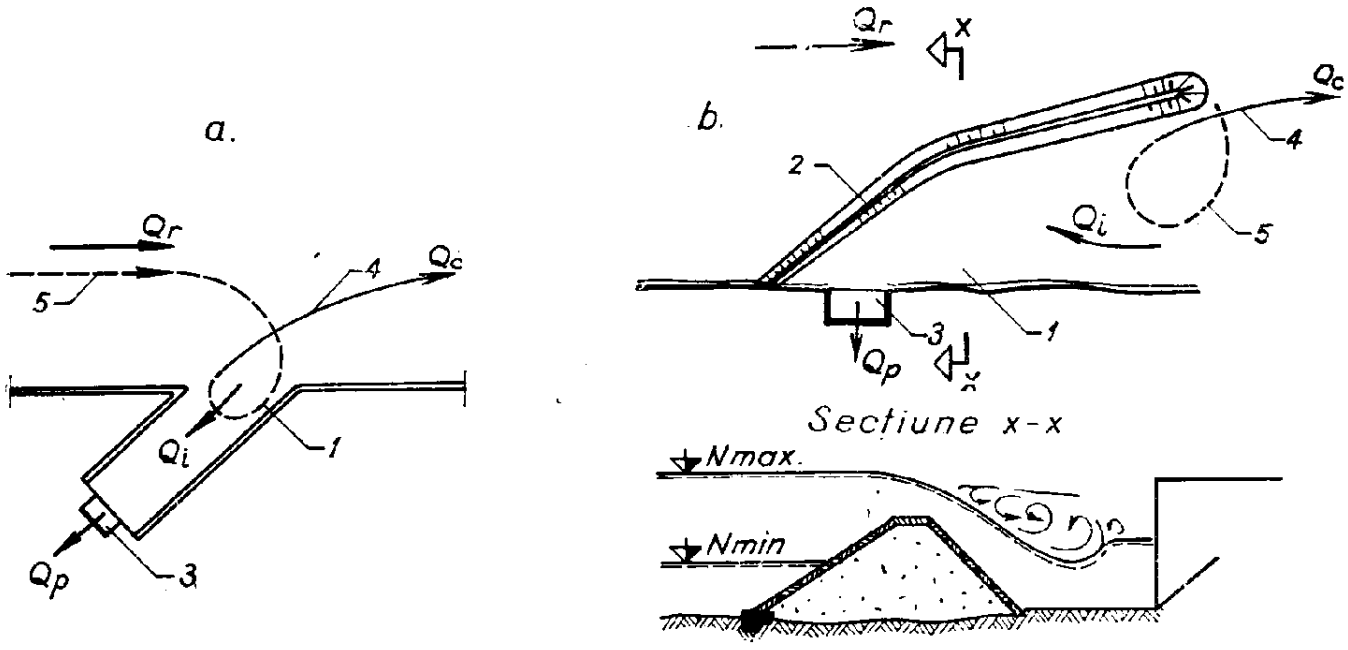


Fig. 11-40. Prize cu bazin:
a — excavat în mal; *b* — cu diguri în albie; *1* — bazin; *2* — dig; *3* — staţie de pompare; *4* — curenţi de suprafaţă; *5* — curenţi de fund.

§ 5. EXPLOATAREA ÎN REGIM DE IARNĂ

19. Caracteristicile funcționării în regim de iarnă

În exploatarea de iarnă a prizelor se deosebesc două procedee: unul în care captarea de apă se întrerupe cînd temperatura scăzută dă dificultăți în funcționare, altul în care apa se admite în aducțiune dar se iau măsuri corespunzătoare. Măsurile frecvent întîlnite constau din deschideri speciale de evacuare a gheții plutitoare, evacuatori de zai, timpane și ziduri de ghidaj.

Din păcate, măsurile care se iau pentru protecția împotriva ghețurilor și a zaiului sînt contrarii celor impuse de lupta împotriva aluviunilor. Dacă, în regim natural, aluviunile tîrîte erau deplasate de circulația transversală spre malul concav, gheața plutitoare și cea mai mare parte a zaiului sînt antrenate spre malul convex. Alegerea poziției prizei va fi deci legată în aceste situații fie de preocuparea de evitare a aluviunilor, fie de lupta împotriva gheții și a zaiului, după cum una sau alta dintre cerințe apare ca predominantă.

20. Acumularea și evacuarea zaiului

Pentru a evita înfundarea grătarelor cu zai și zăpadă la partea superioară, pe o adîncime de circa 0,5 m se prevede un timpan (perete) înecat (fig. 11-41). Timpanul se dimensionează la împingerea gheții. Pentru a evita contracția curentului și a micșora pierderile de sarcină, forma timpanului se profilează de multe ori hidrodinamic (fig. 11-41, *b*).

În cazul prizelor amplasate pe rîuri cu transport mare de zai se iau măsuri speciale de combatere a acestuia ca:

— încetinirea procesului de formare a zaiului, prin favorizarea formării unui pod de gheață care să izoleze curentul din punct de vedere termic; în acest scop, la temperaturi ale aerului cuprinse între 0 și —10°C, vitezele trebuie coborîte pînă la 0,1...0,4 m/s, iar pentru temperaturi mai joase, la 0,4...0,7 m/s, nivelul menținîndu-se pe cît posibil constant [2];

— reținerea zaiului în bieful amonte, care este posibilă în cazul în care pantele sînt mici și volumul de retenție este de cel puțin două ori mai mare decît stocul de zai afluent;

— trecerea zaiului în bieful aval prin deschiderea barajului de derivație; la stavilele coborîtoare este necesară în acest caz deversarea unei lame de apă de 0,2...0,3 m; uneori se prevede o grindă plutitoare sau un sistem de flotanți pentru dirijarea zaiului spre stavile [2] (fig. 11-42);

— trecerea zaiului în bieful aval prin instalații speciale numite descărcători de zai, care reduc pierderile de apă pentru evacuare la numai 10...15% din debitul derivat; tipul cel mai simplu constă dintr-un canal transversal pe derivație, situat la cota stratului de suprafață; acesta separă curentul pe verticală, colectează și evacuează

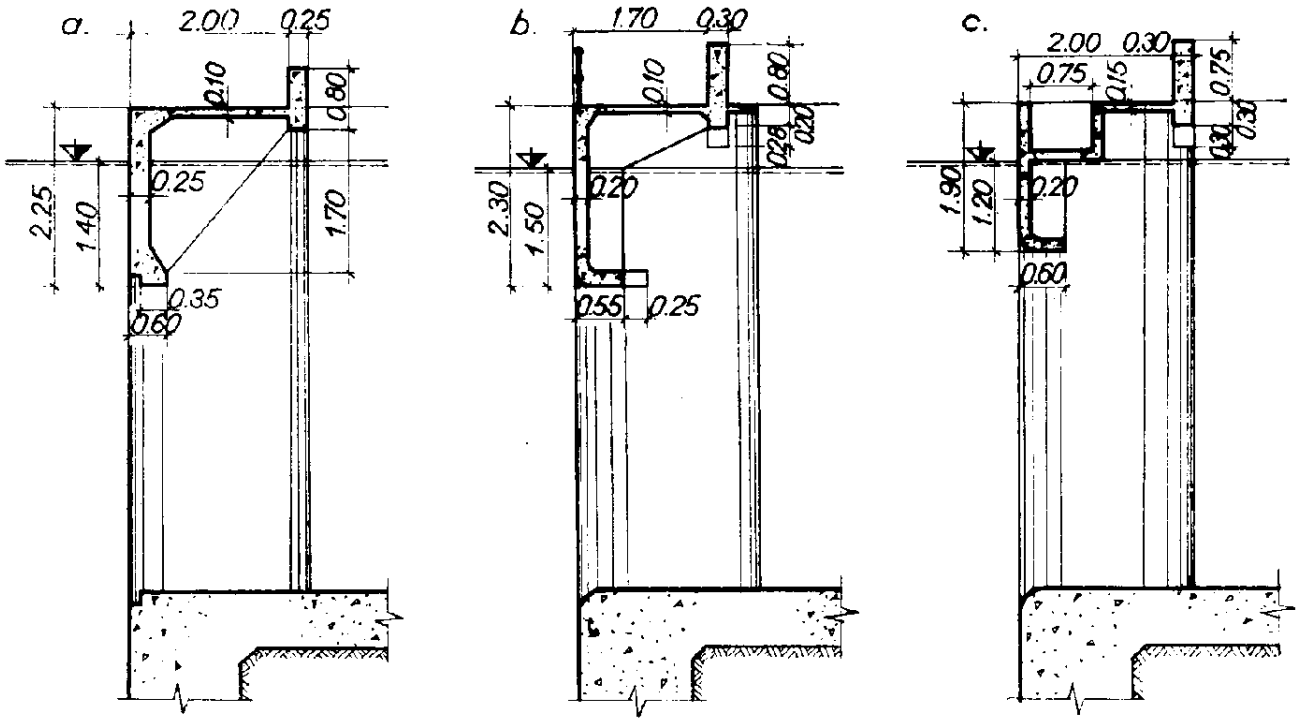


Fig. 11-41. Forma timpanelor la prize de rîu:
a — dreaptă; *b* — cu muchii rotunjite; *c* — cu rigolă colectoare.

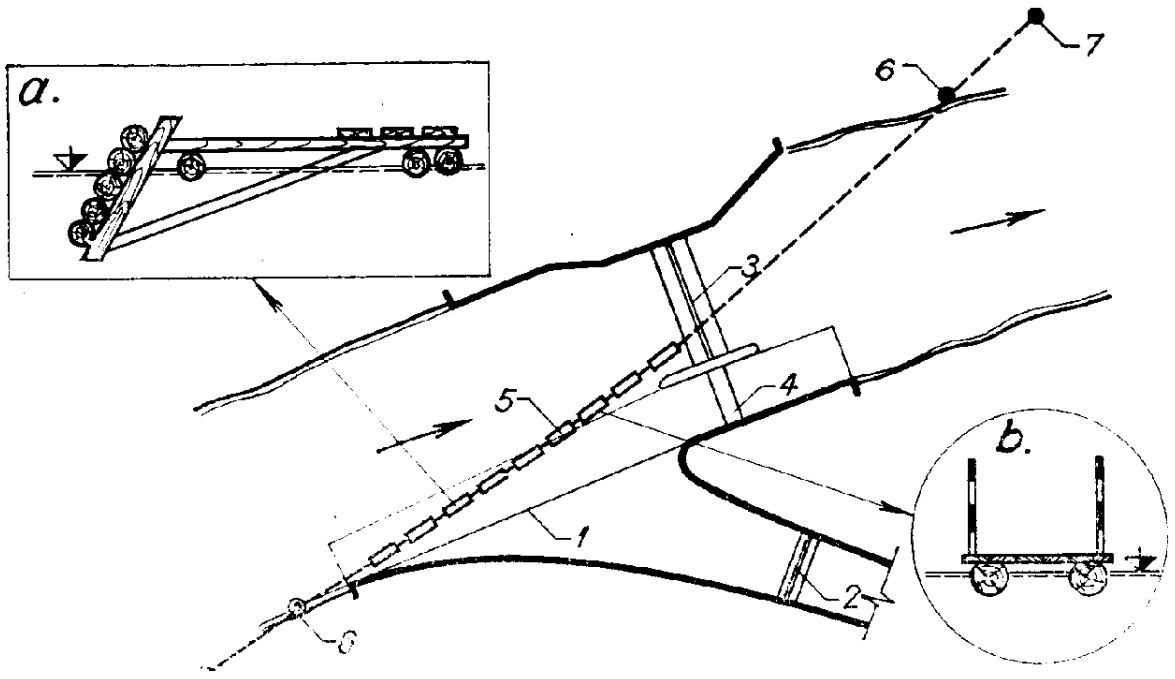


Fig. 11-42. Plutitori de dirijare pentru gheaţă şi zai:
a, *b* — variante de alcătuire; *1* — prag de intrare; *2* — stavilă de admisie; *3* — stăvilar; *4* — deschidere de spălare; *5* — flotanţi; *6* — suport şi ghidaj; *7* — masiv de ancoraj.

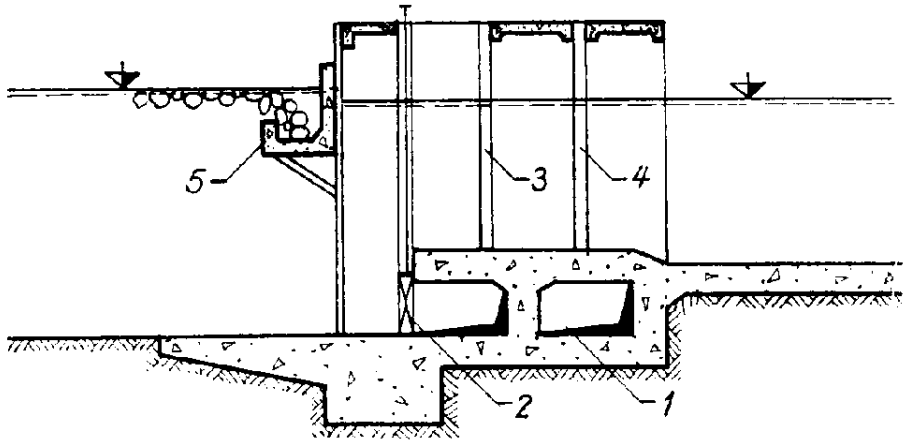


Fig. 11-43. Evacuator de zai:
1 — galerie de spălare; *2* — vană; *3* — nișe batardou; *4* — stavilă de admisie; *5* — colector de zai.

zaiul și gheața (fig. 11-43); evacuarea zaiului se mai poate efectua printr-un deversor pîlnie sau prin utilizarea pîlniei *Rankine*, activată printr-un perete de dirijare (fig. 11-44);

— evacuarea zaiului prin acumulare temporară în bazinele desnisipatorilor cu spălare intermitentă.

Trecerea zaiului prin turbine este admisă numai la turbinele *Francis* și *Kaplan* de cădere redusă. În timpul trecerii zaiului vanele fluture sau sferice trebuie să fie complet deschise, iar deschiderea paletelor statorului va fi de minimum 75%[1].

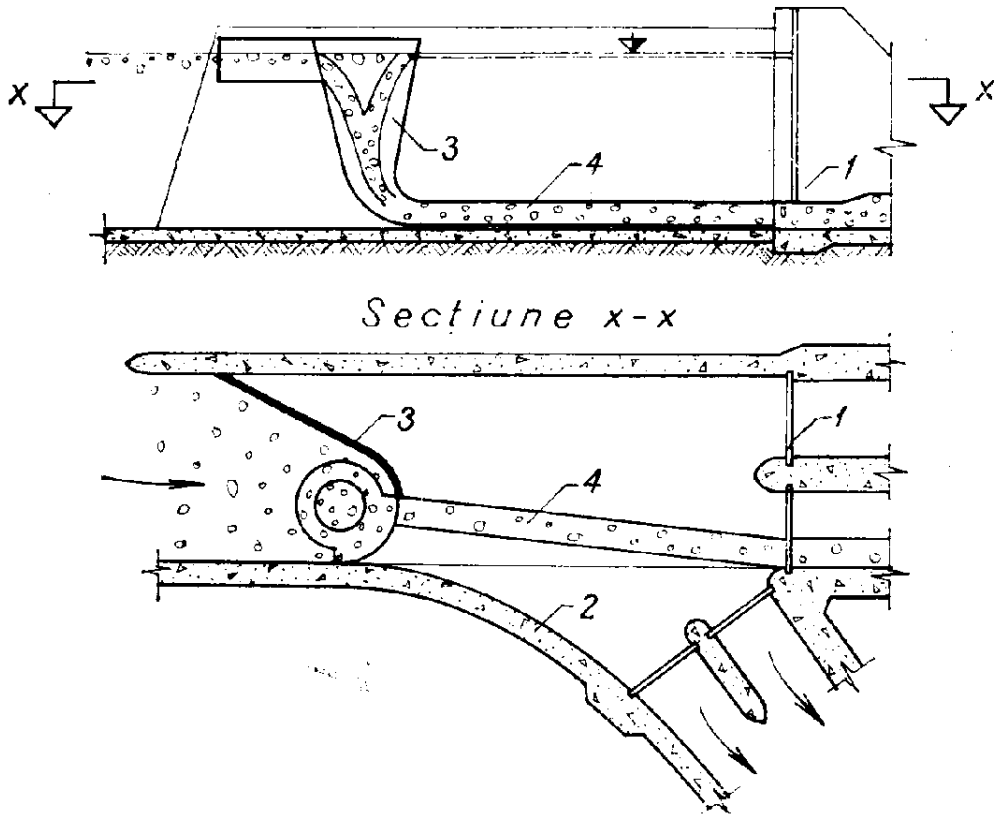


Fig. 11-44. Evacuarea zaiului prin pîlnii Rankine:
1 — stăvilar; *2* — priză; *3* — ghidaj; *4* — conductă de evacuare a zaiului.

21. Evacuarea sloiurilor

Pentru a asigura funcţionarea prizelor în timpul iernii se impune uneori trecerea sloiurilor în bieful aval. Pentru a evita blocarea cu sloiuri, lăţimea totală a cîmpurilor deversante trebuie să fie cel puţin 40...70% din lăţimea lacului la captare. Deschiderea minimă dintre pile pentru condiţiile din ţara noastră este de circa 7,5 m, iar în condiţii de ger aspru aceasta creşte la circa 10 m[5]. Sloiurile de lăţimi mai mari sînt fragmentate de pile.

Pentru a evita formarea de zăpoare prin aglomerarea gheţurilor la coada lacului, vitezele în lac trebuie mărite astfel încît să se asigure avansarea sloiurilor către baraj. Se procedează la coborîrea nivelului la cota minimă şi la deversări temporare pentru a se atinge o viteză minimă de 1 m/s. Transportul sloiurilor se poate uşura şi prin unele manevre speciale cum ar fi variaţiile succesive de nivel.

În faţa stavilelor se asigură o fîşie de apă liberă tăind gheaţa cu ferăstraie mecanice, sau cu spărgătoare de gheaţă la uzine hidroelectrice fluviale. Spaţiul se poate menţine liber şi prin aport de apă caldă, de apă pompată de la fund sau prin crearea unei perdele de bule de aer. Pentru a asigura funcţionarea stavilelor se iau măsuri de deblocare spre a nu se încărca cu gheaţă braţele sau grinzile lor.

Trecerea sloiurilor prin deversare se face cu lame de 1...1,5 m grosime. După experienţa de exploatare, este necesar un debit de 7,5 m^3/s pentru curăţirea unui metru pătrat de suprafaţă acoperită cu gheaţă, această cifră putînd creşte uneori la pînă de trei ori.

§ 6. STUDII NECESARE PENTRU PROIECTAREA PRIZELOR DE SUPRAFAŢĂ

22. Studii de teren

Alegerea tipului de priză se bazează întotdeauna pe un volum mare de studii care, în afară de cele geologice, topografice, hidrologice, comune tuturor lucrărilor hidrotehnice, trebuie să clarifice şi unele probleme specifice. Proiectarea şi studiile de laborator trebuie să aibă la bază cunoaşterea aprofundată a caracteristicilor cursului de apă pe care se construieşte captarea.

Se studiază în mod deosebit stabilitatea albiei în zona captării. Dacă albia îşi schimbă traseul după debite de viitură cu asigurarea 3...10% (debite de formare a albiei), modificarea ei poate conduce la întreruperea funcţionării.

De aceeaşi importanţă este debitul la care începe antrenarea aluviunilor tîrîte ca şi relaţia dintre debitul lichid şi debitul solid tîrît. Aceste elemente se determină prin măsurători directe combinate cu calcule teoretice. În acelaşi mod se procedează pentru cunoaşterea cheilor limnimetrice şi a profilelor longitudinale prin oglinda apei.

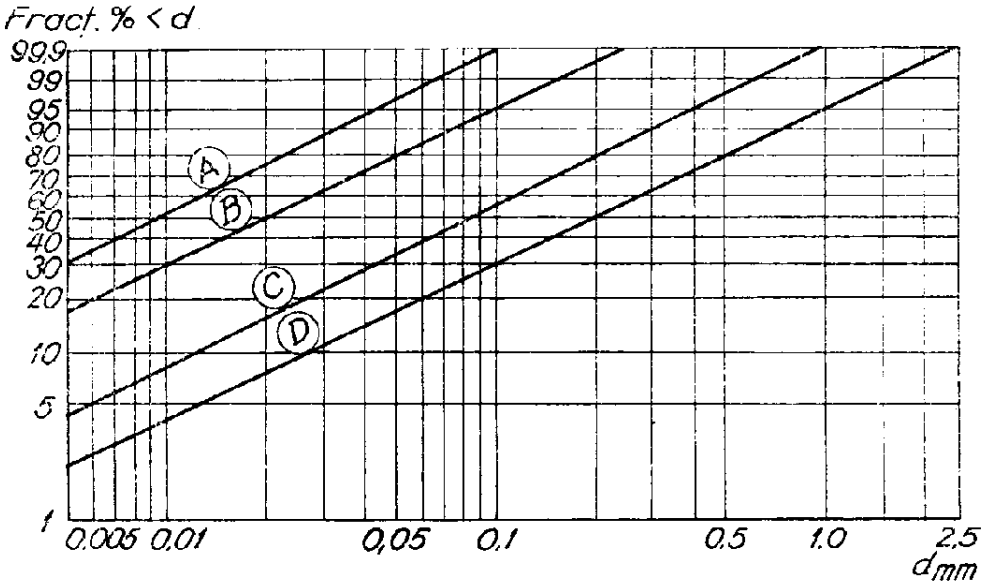


Fig. 11-45. Granulozitatea rîurilor carpatine:
A — limita superioară pentru cursul mediu și inferior; *B* — limita superioară pentru cursul superior; *C* — limita inferioară pentru cursuri de șes; *D* — limita inferioară pentru cursul superior.

Se mai determină stocul debitelor solide în suspensie și curba de asigurare a turbidităților. Interesează în special determinarea duratei de funcționare cu turbidități mari, la care desnisipatorii sînt solicitați în mod special.

Compoziția granulometrică a suspensiilor se determină pentru calculul de colmatare a lacurilor de acumulare și verificarea desnisipatorilor. După cum arată figura 11-45, granulozitatea variază în limite destul de largi și, spre deosebire de turbiditate, nu poate fi corelată cu debitul.

Se determină de asemenea compoziția mineralogică a suspensiilor și acțiunea abrazivă a acestora. Avînd în vedere că precizarea acestor date necesită un timp relativ îndelungat, lucrările de studii trebuie începute înaintea celor de proiectare.

23. Studii de laborator

Verificarea funcționării în diferite condiții a unui tip de priză se face în laborator prin intermediul încercărilor pe modele hidraulice. Modelele la scară redusă permit clasificarea curenților, modul de funcționare a instalațiilor de spălare, influența regularizării și determinarea pierderilor de sarcină.

Pentru prizele mai importante se efectuează și studii tematice care servesc pentru elaborarea de metode de calcul, sau pentru recomandări de ordin general.

Este indicat ca modelele să se realizeze la scări mari și să reproducă sectoare suficient de lungi în amonte și aval de priză [4]. Fenomenele din natură se verifică prin încercări preliminarii, în cadrul cărora se compară cu situația dinainte de realizarea construcției, nivelurile, transportul solid și modificările morfologice.

§ 7. PRIZE DE FUND (TIROLEZE)

24. Condiţii de funcţionare

Prizele cu grătar de fund au căpătat o mare răspîndire în ultimii ani, determinată de amenajările hidroenergetice construite în ultima vreme. La aceste amenajări se prevede captarea debitelor celor mai mici cursuri de apă, de mare altitudine, şi concentrarea lor prin aducţiuni lungi într-un lac principal. La uzine de mare putere pot exista zeci de asemenea prize. Ele sînt construcţii simple, care nu modifică substanţial cursurile de apă şi pot funcţiona chiar în lipsa personalului de exploatare. Gama de debite captate variază în mod normal de la 0,005 la 5 m^3/s, în unele cazuri aceste cifre fiind depăşite.

Rîurile de munte pe care se construiesc asemenea prize sînt caracterizate prin: pante foarte mari, pînă la 0,1...0,3%; regim de scurgere torenţial, cu viituri violente şi de scurtă durată; capacitate de antrenare mare, albiile fiind formate din bolovăniş şi blocuri mari; existenţa zaiului fără pod de gheaţă în regim de iarnă.

Ţinînd seama de aceste caracteristici, funcţionarea prizelor de fund trebuie să asigure în permanenţă captarea la adîncimi mici pe rîu şi protejarea aducţiunii de bolovani, pietrişuri şi plutitori mari. Prizele trebuie să fie cît mai simple ca alcătuire, robuste, fără a necesita reparaţii frecvente şi pe cît posibil să nu necesite personal de exploatare.

25. Elemente componente

O priză de fund este construită dintr-o galerie colectoare, situată transversal pe rîu, în care accesul debitului se face pe la partea superioară, printr-un grătar (fig. 11-46). Canalul colector este racordat la un desnisipator, care are un deversor lateral pentru limitarea debitului care intră în aducţiune.

Se recomandă ca galeria să fie amplasată în apropiere de talveg astfel încît valea să nu fie obturată. În cazul torenţilor care transportă pietre de dimensiuni mari grătarul se aşază chiar la cota fundului albiei. Dacă este necesară o cădere suplimentară pentru spălarea hidraulică a desnisipatorului, sau dacă topografia sau geologia amplasamentului nu permit înscrierea galeriei colectoare la talveg, se construieşte un prag deversor de mică înălţime în care este pozată galeria. La prizele construite pe pîraie, la care predomină transportul de nisip grosier şi pietriş mărunt, grătarul se amplasează la 1,0...1,5 m deasupra fundului albiei. Micul bazin creat în amonte poate realiza o predecantare, dacă este curăţat în mod frecvent prin una sau două deschideri de spălare.

Galeria colectoare are secţiunea transversală de formă dreptunghiulară şi o pantă longitudinală astfel încît aluviunile care pătrund prin grătar să fie antrenate pînă în desnisipator. Construcţia galeriei este din beton masiv, cu suprafeţele udate protejate, ţinînd seama că acestea sînt supuse şocurilor şi acţiunii abrazive a aluviunilor.

Pentru limitarea debitului captat, care creşte cu nivelul amonte, pe galerie se prevede un organ de reglaj care poate fi o vană sau un timpan transversal plasat la

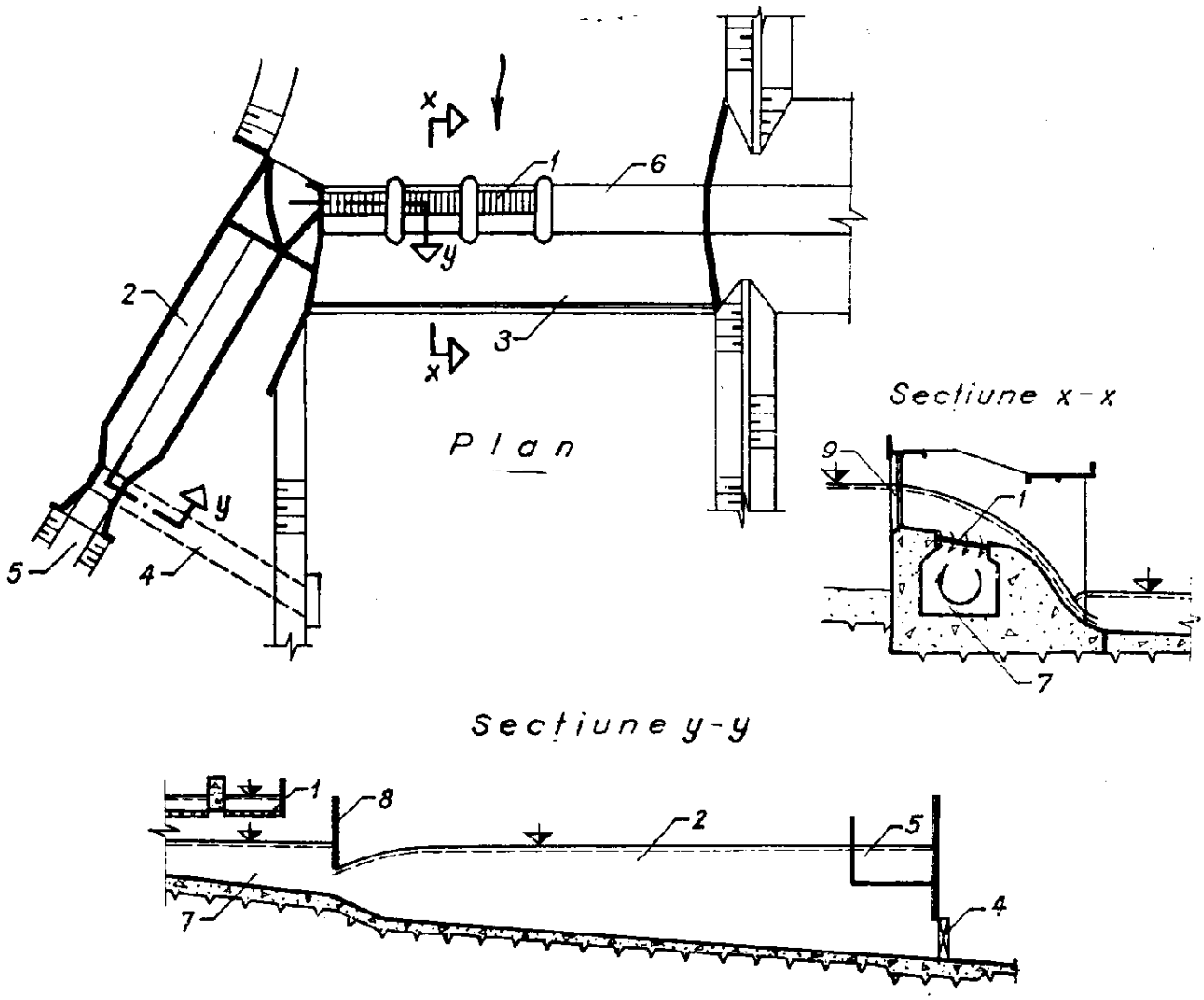


Fig. 11-46. Priză de fund:
1 — grătar; *2* — desnisipator; *3* — disipator; *4* — galerie de spălare; *5* — aducțiune; *6* — baraj deversor; *7* — galerie colectoare; *8* — timpan de reglaj; *9* — stavilă.

capătul aval. Soluția cu vană implică însă prezența personalului de serviciu permanent. Adoptarea timpanului duce la o oarecare supraînălțare a galeriei dar funcționarea dispozitivului este automată [4]. Cît timp debitele captate nu depășesc debitul de calcul apa trece cu nivel liber și nu atinge muchia inferioară a timpanului (fig.11-47).

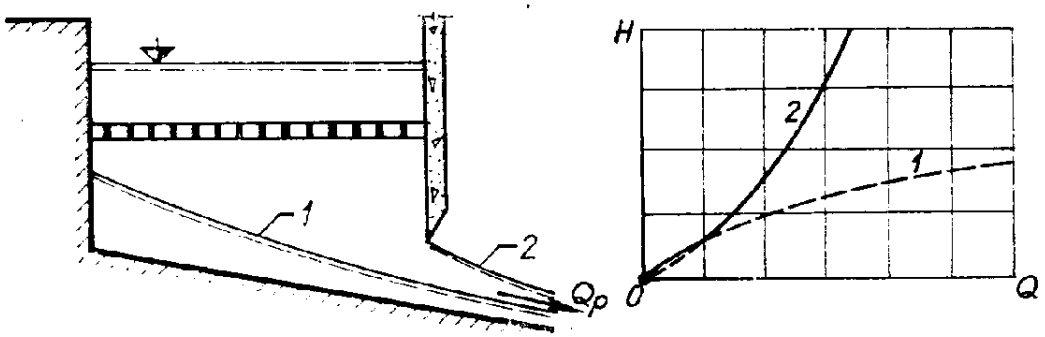


Fig. 11-47. Dispozitiv de reglaj al debitului:
1 — funcționînd ca deversor; *2* — funcționînd ca orificiu.

Cînd debitele captate cresc orificiul dintre timpan şi fundul galeriei intră sub presiune şi debitele se reduc.

Desnisipatorul joacă un rol important deoarece turbiditatea apei captate este mare şi este constituită din particule mari. Ţinînd seama de condiţiile specifice de funcţionare ale prizei se recomandă adoptarea de desnisipatoare cu spălare discontinuă.

Lungimea frontului prizei trebuie limitată pentru a nu reduce debitul specific şi pentru ca vitezele din canalul colector să poată antrena aluviunile pătrunse. Debitul specific depinde de debitul captat, el fiind, pentru prizele cu debit instalat sub 1 m^3/s, de 0,15...0,25 m^3/s. m. Pentru debite instalate de 3...5 m^3/s debitul specific ajunge la 0,5 m^3/s. m. Ca urmare, frontul prizelor de fund variază între 2 şi 10 m, restul lăţimii albiei fiind închisă cu un baraj deversor. Cota deversorului se alege corespunzător nivelului amonte la care grătarul poate capta debitul instalat. La albii mai largi, lăţimea prizei şi a barajului deversor trebuie limitate la lăţimea albiei stabile. Restul văii se închide printr-un baraj nedeversant combinat cu lucrările de regularizare necesare stabilizării curgerii în zona prizei.

26. Grătarul prizei

Grătarul de fund împiedică pătrunderea în canalul colector a plutitorilor şi a aluviunilor grosiere. Dacă priza deviază debitele spre un lac de acumulare, lumina grătarului poate fi de ordinul centimetrilor. Dacă priza alimentează direct folosinţa, spaţiul dintre barele grătarului trebuie redus. La uzine hidroelectrice lumina se alege egală cu dimensiunea corpurilor care pot trece prin circuitul turbinelor. Reducerea luminii este contraindicată deoarece grătarele dese se înfundă rapid la viituri, iar curăţirea lor este dificilă. Se preferă adoptarea unei lumini mai mari (circa 2 cm) şi asigurarea trecerii aluviunilor pînă la desnisipator prin mărirea pantei fundului canalului colector (pînă la 7%).

Pentru a uşura trecerea aluviunilor mari peste grătare se recomandă ca barele să aibă o anumită înclinare în sensul curgerii, pantele curente fiind 10...20%. Lăţimea grătarelor se stabileşte prin calcule hidraulice, ţinînd seama de o colmatare de 30...50% cu frunze sau pietriş.

Pentru a evita întreruperea funcţionării prin îngheţarea barelor grătarului, la unele prize de fund s-au realizat grătare din panouri mobile. Panourile se ridică la începerea perioadelor de îngheţ, lăsîndu-se numai cîteva bare groase la distanţe mari.

În prezent se folosesc aproape exclusiv grătare cu barele longitudinale paralele cu direcţia curentului, secţiunea lor fiind aleasă în funcţie de natura materialului aluvionar. La prizele la care se pot rostogoli peste grătare blocuri de piatră de dimensiuni mari, barele se realizează din profile laminate T cu lăţimea 150 mm (fig. 11-48, *a*). Pentru a se evita pierderea de apă care se prelinge pe talpa T-ului s-au realizat profile speciale cu secţiunea ovoidă (fig. 11-48, *b*). Acestea au în plus avantajul unui coeficient de debit mai bun. La prizele cu aluviuni mai mici sînt recomandabile grătarele din bare dreptunghiulare de 10×30 mm, avînd sau nu fier rotund la partea

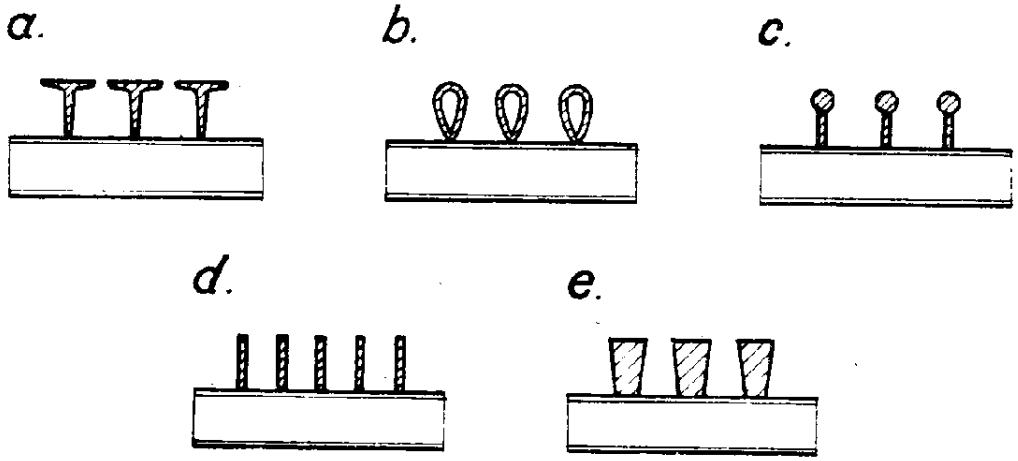


Fig. 11-48. Forme de bare pentru grătare:
a — în T; *b* — ovoide; *c* — dreptunghiulare cu cap rotund; *d* — dreptunghiulare simple; *e* — trapezoidale.

superioară (fig. 11-48, *c* și 11-48,*d*). Uneori, pentru a se evita blocarea pietrelor între bare, se adoptă bare cu profil trapezoidal (fig. 11-48, *e*). O atenție specială trebuie dată îmbinării barelor cu grinzile de reazem, pentru a evita tendința de smulgere.

27. Scheme noi pentru prizele de fund

Pentru prizele care captează în perioada de transport a aluviunilor tîrîte numai o parte din debitul afluent au apărut o serie de soluții de evacuare în aval a unui procent cît mai mare din cantitatea de aluviuni.

O primă soluție constă în prevederea, înainte de canalul colector, a unei capcane de captare a pietrișului, acoperită cu un grătar foarte rar (fig. 11-49). Capcana comu-

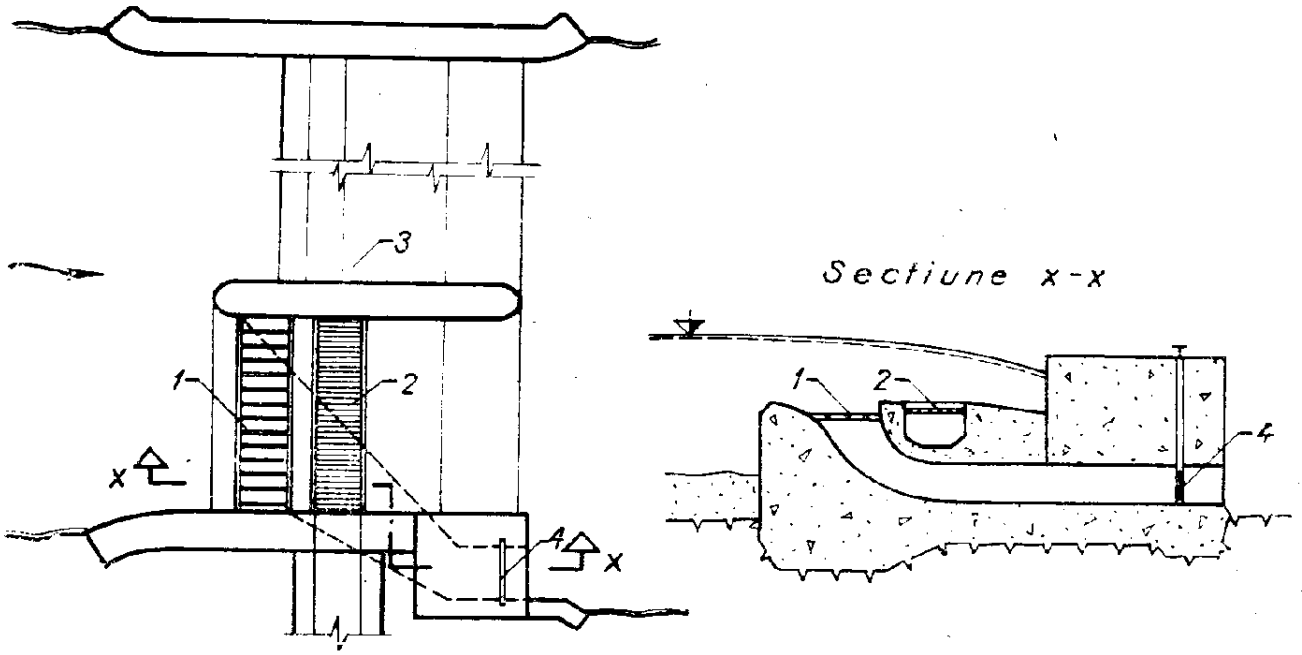


Fig. 11-49. Priză cu capcană pentru aluviuni:
1 — grătarul capcanei; *2* — grătar de captare; *3* — deversor; *4* — vană de spălare.

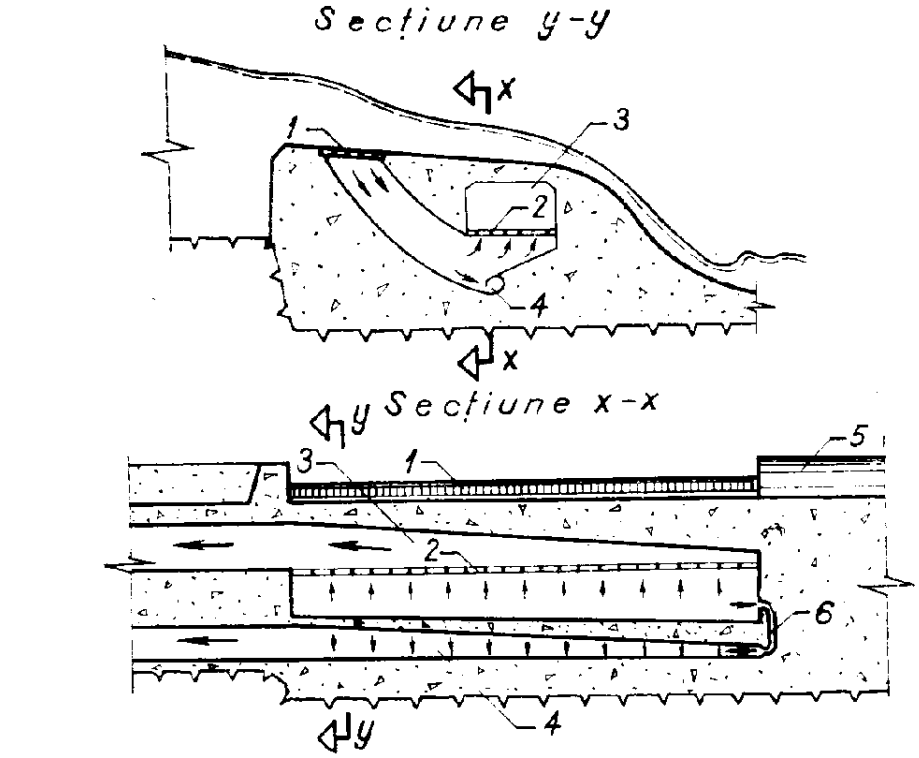


Fig. 11-50. Priză cu separator de aluviuni:
1 — grătarul prizei; *2* — grătarul separatorului; *3* — canal de admisie; *4* — galerie de evacuare; *5* — deversor; *6* — orificiu de spălare.

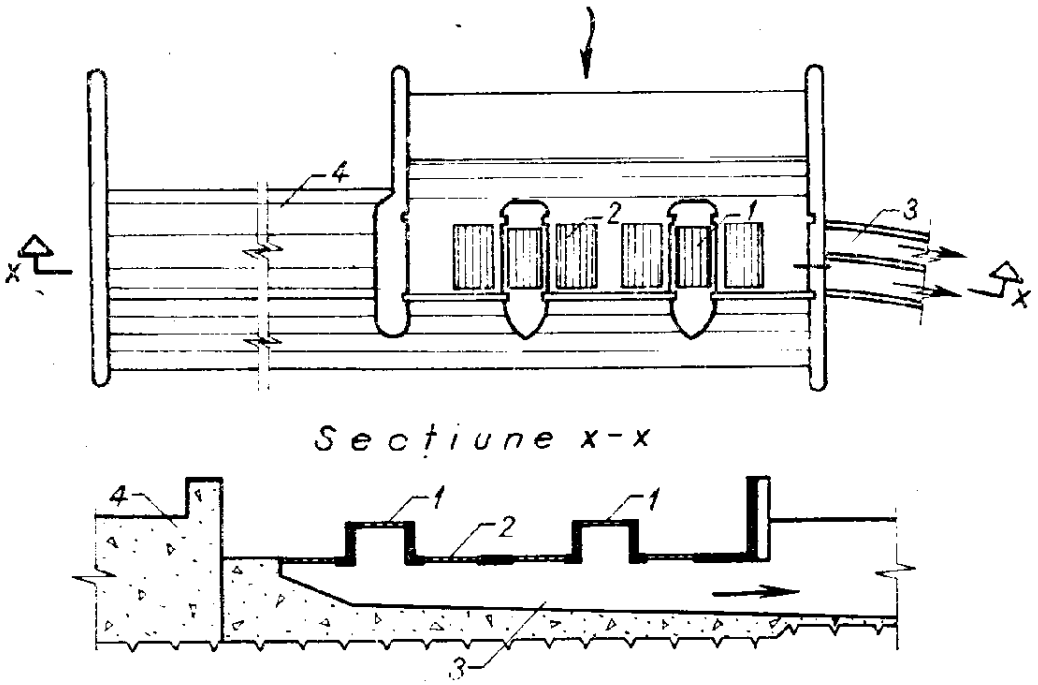


Fig. 11-51. Priză cu pile de dirijare:
1 — grătarul pilei; *2* — grătar normal; *3* — canal colector; *4* — deversor.

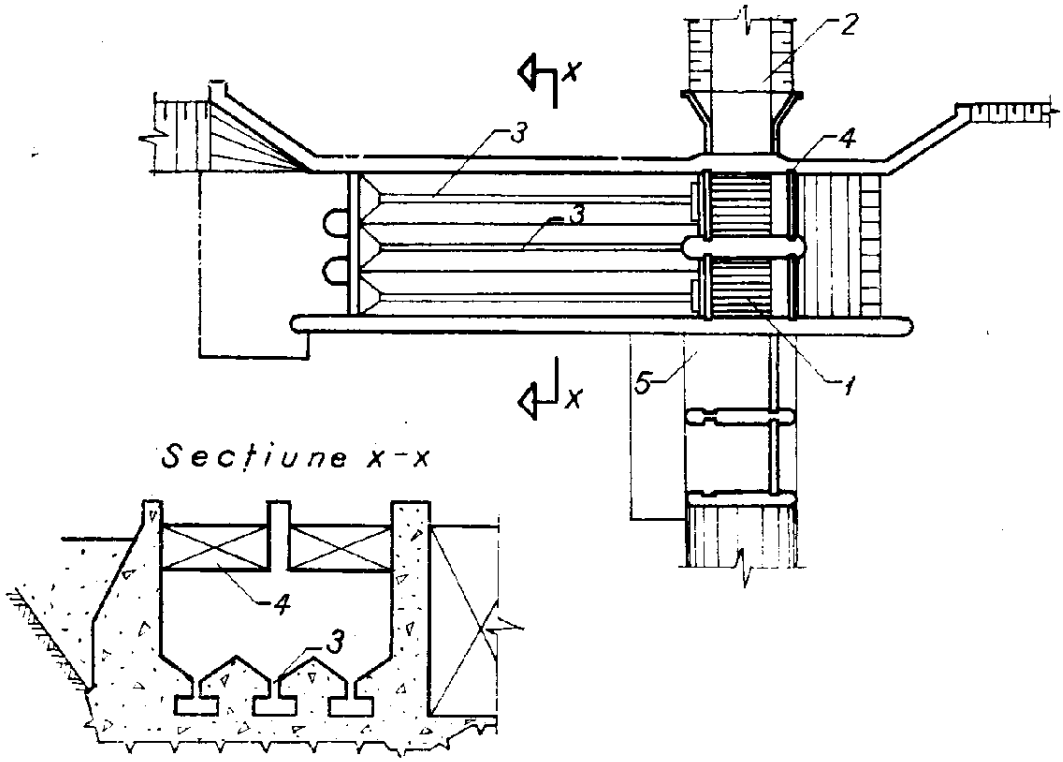


Fig. 11-52. Priză cu canale de depunere:
1 — grătar de captare; *2* — colector; *3* — fante de spălare; *4* — stavilă; *5* — stăvilar.

nică cu avalul prin conducte echipate cu vane, capabile de un debit egal cu circa 10% din debitul instalat al prizei.

O altă modalitate constă în introducerea debitului captat într-o cameră de separare a aluviunilor (fig. 11-50). Din această cameră accesul apei curate se face sub presiune în canalul colector, pe la partea inferioară a unui al doilea grătar mai des. Aluviunile sînt evacuate în bieful aval printr-o conductă în care se realizează o mișcare elicoidală.

În figura 11-51 este prezentată o priză la care curenții de fund sînt dirijați cu ajutorul unor pile în zona centrală, unde canalul colector este acoperit cu o placă. Accesul apei în colector se face la debite uzuale numai prin părțile adiacente pilelor. La debite mari, cînd pilele se înecă, apa se poate capta din stratul de suprafață prin grătare suplimentare amplasate la partea superioară a pilelor [8].

În altă dispoziție constructivă priza de fund este plasată la capătul aval al unui canal cu viteze mici, în care se depune materialul antrenat (fig. 11-52). Spălarea se face continuu prin orificii și galerii de fund. Nivelul în canal se reglează cu ajutorul unor stavile ridicătoare dispuse în aval de grătare.

28. Automatizarea prizelor de fund

Spălările desnisipatorului, care la prizele de fund joacă rol de opritor de pietriș, se efectuează atunci cînd volumul prevăzut pentru reținerea aluviunilor este plin. Dacă s-ar prevede ca spălarea să se facă zilnic, dimensiunile camerei de desnisipare

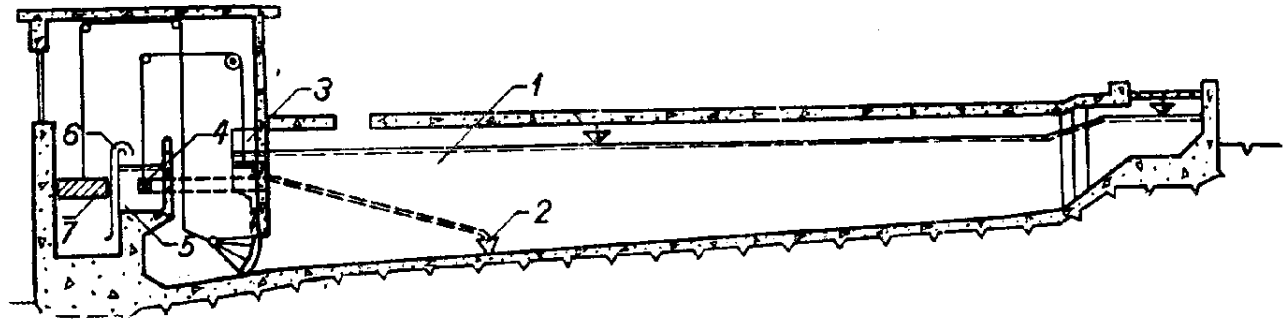


Fig. 11-53. Priză de fund automatizată:
1 — desnisipator; *2* — reper; *3* — camera flotorului; *4* — vană de admisie; *5* — rezervor; *6* — sifon; *7* — flotor principal.

ar rezulta foarte mari. Se preferă de aceea dispozitive de comandă hidraulică a stavilei de spălare, a cărei ridicare este declanşată atunci cînd depunerile de aluviuni au atins un anumit reper [9]. Problema comenzii automate se pune mai accentuat în măsura în care se urmăreşte renunţarea la personalul de serviciu permanent în timpul exploatării.

În figura 11-53 se arată un exemplu de automatizare a prizelor de fund. Aluviunile se depun în desnisipatorul *1*. Camera are un reper indicator *2* care comunică cu camera flotorului *3*. Cînd depunerile obturează orificiul *2*, camera flotorului se goleşte şi se comandă deschiderea vanei *4* care umple bazinul *5*. Cînd nivelul acestui bazin atinge muchia sifonului *6*, acesta se amorsează şi umple rapid camera flotorului principal care deschide stavila de spălare. Debitele de spălare sînt în acest caz de patru ori mai mici decît la prizele cu spălare continuă.

Un alt sistem de automatizare se bazează pe acţionarea stavilei de spălare prin umplerea unui rezervor care are rol de contragreutate. Rezervorul se umple printr-o conductă numai în perioadele de ape mari cînd este depăşit un nivel critic în desnisipator sau în bieful amonte.

29. Evitarea antrenării aerului la captări

O problemă specifică captărilor echipate cu prize de fund o constituie eliminarea aerului antrenat, datorită vitezei mari a apei, în conducta de racord dintre priză şi galeria de aducţiune. Dacă vitezele în această conductă sînt mici, bulele de aer se pot ridica şi degaja fără măsuri speciale. În mod obişnuit se prevede însă un dezaerator cu funcţie de separare a aerului [8].

Soluţiile de dezaerare prea costisitoare se evită, adaptînd în acest scop, atunci cînd este posibil, ferestrele de atac, camerele inferioare ale castelelor de echilibru sau alte lărgiri ale aducţiunilor, realizate din necesităţi constructive.

§ 8. DESNISIPATORI

30. Generalităţi

Independent de măsurile de combatere a pătrunderii aluviunilor în priză, nu se poate împiedica pătrunderea aluviunilor în suspensie pe traseul de derivare. Pentru reţinerea părţii grosiere a acestor suspensii se prevăd instalaţii speciale numite desni-

sipatori. Existența lor înlătură neplăcerile cauzate de aluviuni și asigură funcționarea îndelungată și neîntreruptă a uzinei, ridicînd randamentul mediu al turbinelor.

31. Clasificări

În funcție de modul în care se face separarea particulelor din curentul de apă se disting:

— *desnisipatori gravitaționali*, care asigură reducerea vitezelor astfel încît curentul să nu aibă capacitatea de a transporta particule cu diametrul peste o anumită limită;

— *desnisipatori centrifugali*, în care se realizează un curent curbiliniu cu viteze mari care proiectează particulele cu diametru mai mare spre pereții exteriori, de unde sînt colectate prin diferite sisteme.

Deși pînă în prezent majoritatea desnisipatorilor utilizați la captările de apă sînt de tip gravitațional, s-au făcut în ultimul timp încercări de realizare a unor desnisipatori centrifugali, mai economici.

La rîndul lor desnisipatorii gravitaționali se pot clasifica, în funcție de direcția curentului, în:

— *desnisipatori orizontali*, care constau dintr-un canal orizontal cu viteze reduse (fig. 11-54, *a*);

— *desnisipatori verticali*, în care direcția de curgere este inversă celei a depunerii (fig. 11-54, *b*);

— *desnisipatori radiali*.

Ultimele două tipuri sînt utilizate mai rar, de obicei cu viteze mai mici, pentru decantare.

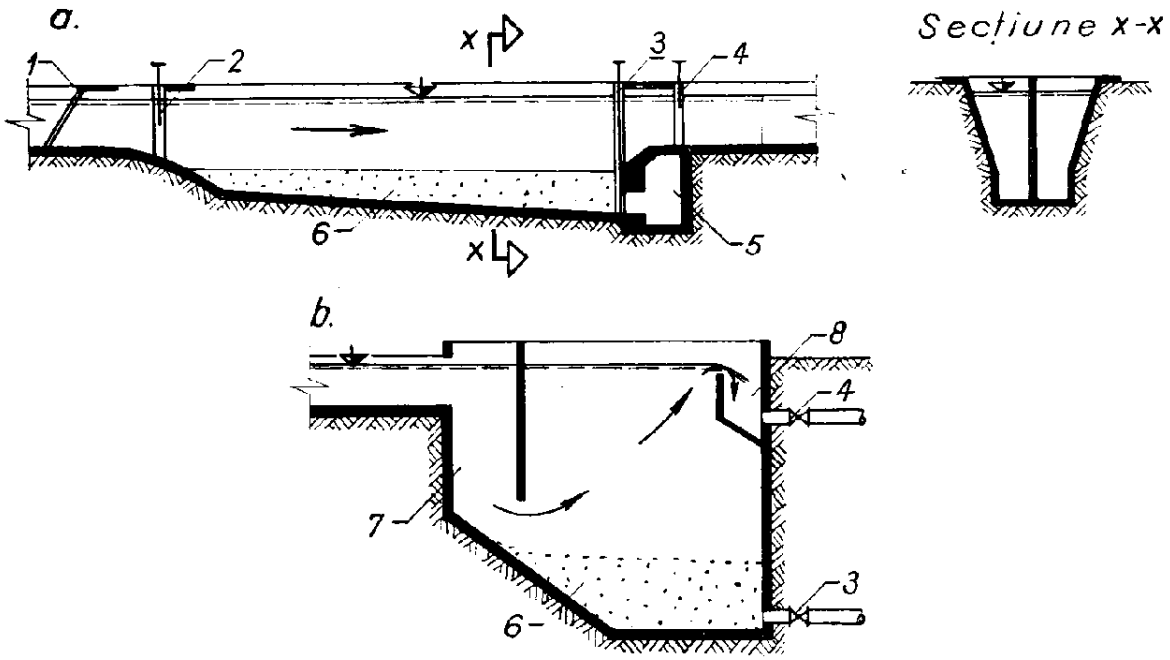


Fig. 11-54. Scheme de desnisipatori gravitaționali:
a — orizontali; *b* — verticali; *1* — grătar; *2* — admisie; *3* — vană de spălare; *4* — evacuare; *5* — galerie de spălare a depunerilor; 6 — depuneri; *7* — compartiment de intrare; *8* — rigolă colectoare.

Un alt criteriu de clasificare îl formează modul de evacuare a suspensiilor reținute în desnisipatori. Acesta poate fi:

— *hidraulic*, utilizînd o parte din debitul derivat;

— *mecanic*, permiţînd reducerea pierderilor de apă; curăţirea mecanică poate utiliza dispozitive mecanice, lopeţi, cupe etc. atît pentru concentrarea depunerilor cît şi pentru extragerea lor, sau numai pentru concentrare, dacă extragerea se face hidraulic;

— *cu pompe de noroi sau prin dragare.*

Curăţirea de orice tip poate fi continuă sau intermitentă.

Desnisipatorii pot forma construcţii separate sau combinate cu priza sau alte uvraje. De exemplu, la termocentrale se utilizează uneori pentru desnisipare bazinele turnurilor de răcire (T. C. Luduş) sau bazinele de răcire cu stropitori (T. C. Comăneşti).

32. Criterii de adoptare şi dimensionare

Hotărîrea de a se construi sau nu un desnisipator precum şi condiţiile de dimensionare ale acestuia se bazează pe analiza datelor hidrologice şi mineralogice ale suspensiilor, a condiţiilor de exploatare ale prizei în cadrul întregii amenajări, a calităţii materialului din care sînt fabricate turbinele şi a gradului lor de protecţie etc.

Trebuie reţinut că pe cursul mijlociu şi inferior al rîurilor (în special cele carpatine) conţinutul în particule în suspensie cu diametrul mai mare de 0,25 mm este foarte redus. Un desnisipator proiectat în această zonă va fi, în cea mai mare parte din timp, inutil.

Pe cursul superior al rîurilor, fracţiunile cu diametrul mai mare de 0,25 mm pot reprezenta în anumite perioade pînă la 50% din totalul suspensiilor. Şi în aceste cazuri, deoarece aportul mare de debite solide are loc numai în timpul viiturilor, cu durată redusă, uneori poate fi justificată economic întreruperea pe o scurtă perioadă a captării fără desnisipator decît realizarea unui asemenea uvraj.

Rezistenţele la abraziune ale materialului din care sînt confecţionate turbinele diferă de la un furnizor la altul, astfel încît alegerea parametrilor de funcţionare ai desnisipatorului trebuie făcută de acord cu constructorul mecanic.

Înainte de a se stabili dimensiunile desnisipatorului se analizează şi efectul de predecantare al lacului creat de barajul de derivaţie. Se ia de asemenea în considerare influenţa eventualelor lacuri de acumulare din amonte de priză, sau a altor amenajări prevăzute, care pot reduce în viitor conţinutul de suspensii.

Alegerea particulei minime care trebuie reţinută în desnisipatori se face ţinînd seama de mai mulţi factori. Normele utilizate în U.R.S.S. [10] pentru proiectarea desnisipatorilor de la captările uzinelor hidroelectrice recomandă alegerea particulelor reţinute după tabelul 11-1.

TABELUL 11-1

Turbiditate medie (g/l)	Particule de cuarț sau foar'e dure	Căderea H (m)	Dispozitive antiabrazive	Particule reținute (mm)
—	există	—	nu există	0,25
5 000	nu există	40	nu există	0,40
—	nu există	—	există	0,70

Noțiunea de reținere a particulei minime are un caracter statistic întrucît, datorită turbulenței curgerii, o reținere integrală este foarte neeconomică. Din această cauză normele respective admit ca 10...20% din totalul particulelor cu dimensiuni mai mari decît cele din tabel să treacă în derivație.

În Franța se recomandă alegerea particulei minime reținute, în funcție de cădere [3] (tabelul 11-2).

TABELUL 11-2

Căderea H (m)	100 ... 200	200 ... 300	300 ... 500	500 ... 1 000
Diametrul minim, d_{min} (mm)	0,6	0,5	0,3	0,1

Condițiile normelor sovietice sînt mai severe decît cele franceze pentru căderi mai mici, lucru explicabil prin faptul că, la uzine de cădere foarte mică chiar, abraziunile produse de particulele de cuarț sînt importante. Adoptarea uneia sau alteia dintre norme trebuie însoțită de o analiză a tuturor factorilor.

La termocentrale particula minimă reținută este și mai mică, dat fiind că circuitul de apă trece prin țevi destul de subțiri (circa 1″), a căror înfundare este deosebit de periculoasă. Ca cifră orientativă se indică $d_{min} \leqslant 0{,}1$ mm, precizarea ei urmînd a se face în colaborare cu furnizorul echipamentului.

33. Amplasarea desnisipatorilor

Așezarea desnisipatorilor în schema de amenajare trebuie să fie cît mai aproape de priză. Se utilizează în acest fel personal de exploatare comun pentru priză și desnisipator, iar canalul de evacuare a depunerilor este scurt. Combinarea prizei cu desnisipatorul reprezintă o soluție avantajoasă deoarece distribuția vitezelor la intrarea în desnisipator este mai bună, evitîndu-se construcțiile de racordare care cer investiții suplimentare.

Dacă lipsește un amplasament potrivit, sau dacă diferența de nivel dintre bieful amonte și cel aval nu asigură viteze suficiente pentru spălarea depunerilor din des-

nisipator, acesta poate fi deplasat în aval pe derivaţie, pînă la 1 ... 2 km de captare. Un dezavantaj al acestei dispoziţii constă în posibilitatea de colmatare a porţiunii de derivaţie dintre priză şi desnisipator, care necesită uneori o curăţire periodică. Această porţiune trebuie dimensionată şi pentru debitul necesar spălării.

34. Desnisipatori cu funcţionare intermitentă

Spălarea intermitentă a camerelor desnisipatorilor se face întrerupînd temporar funcţionarea, golind camera şi lăsînd să treacă, prin ridicarea parţială a unei vane din amonte, un curent de apă care antrenează depunerile.

Schema unui desnisipator intermitent este prezentată în figura 11-55. Apa captată de priză pătrunde într-o zonă de racord, în care vitezele medii descresc treptat pînă la 0,5 ... 0,1 m/s. Intrarea în desnisipator este controlată prin stavila de admisie. Porţiunea principală a desnisipatorului în care are loc depunerea particulelor aluvionare poartă denumirea de sector activ. Lungimea lui este de ordinul zecilor de metri, atingînd uneori chiar 100 ... 200 m. Apa desnisipată pătrunde în aducţiune prin deversare peste un prag aval, intrarea fiind controlată prin stavila de evacuare.

În pragul aval sînt prevăzute orificii de spălare, închise cu o vană de spălare. Cînd în desnisipator se depune o cantitate de aluviuni egală cu volumul mort prevăzut în acest scop se procedează la spălarea depunerilor. Intervalul dintre două spălări variază între 12 şi 36 de ore. Pentru spălare, se închide parţial stavila de admitere, se deschide vana de spălare şi se închide stavila de admisie în aducţiune.

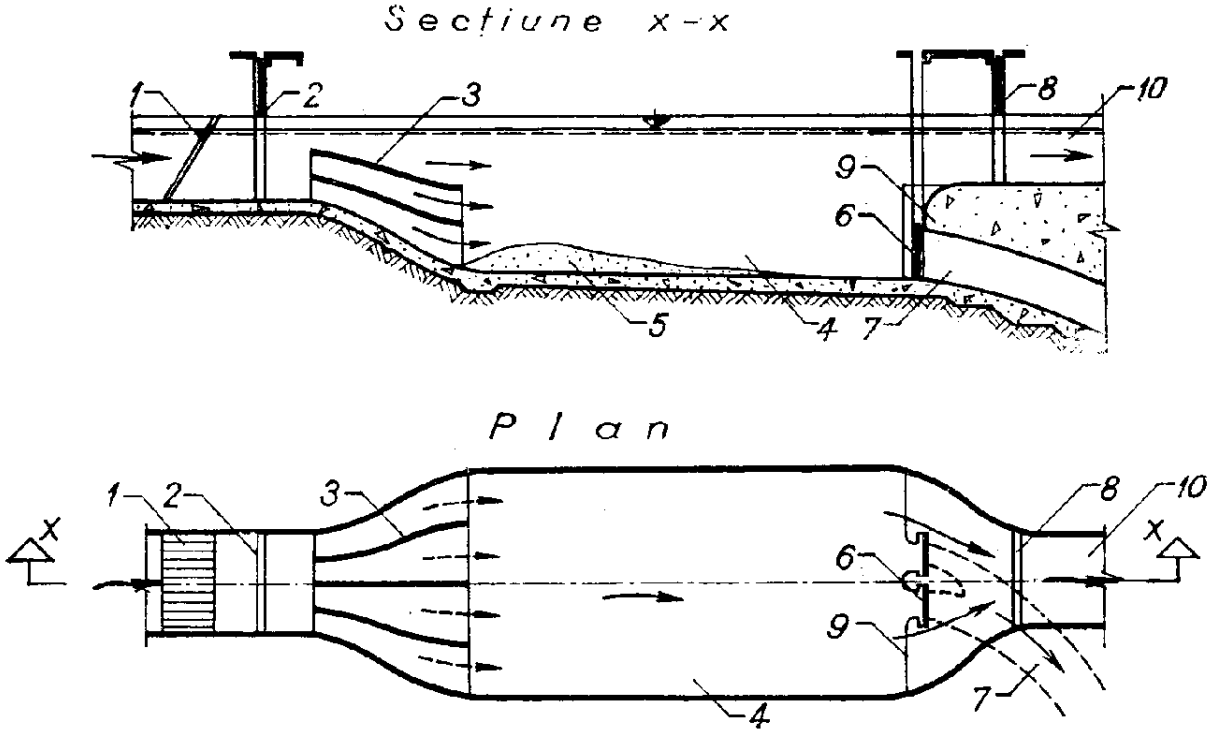


Fig. 11-55. Schema unui desnisipator intermitent:

1 — grătar; *2* — stavilă de admisie; *3* — pereţi de dirijare; *4* — cameră de desnisipare; *5* — depuneri; *6* — vană de spălare; *7* — canal de evacuare a depunerilor; *8* — stavilă de evacuare; *9* — prag deversant; *10* — aducţiune.

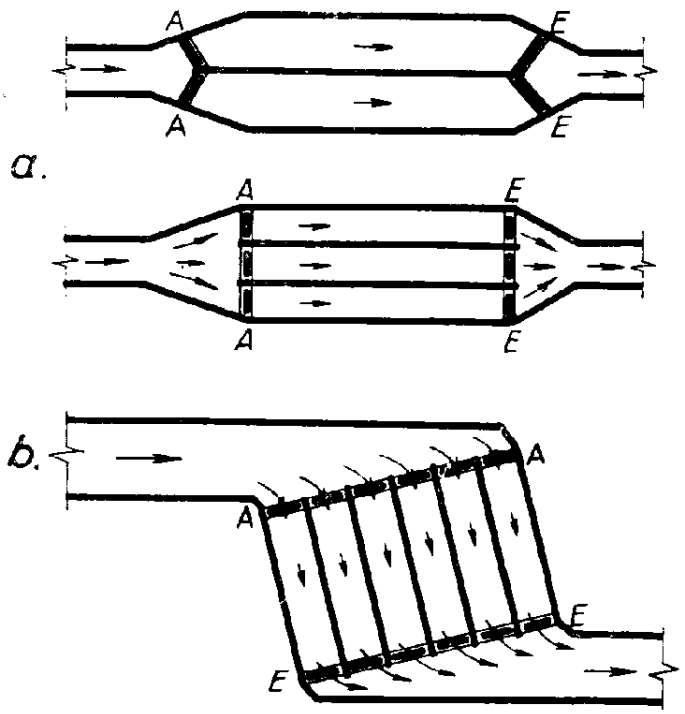


Fig. 11-56. Desnisipatori cu mai multe camere: *a* — axiali; *b* — cu dublă întoarcere.

Desnisipatorul se golește rapid, iar jetul de fund, prin vitezele mari creeate, antrenează aluviunile spre albia rîului prin galeria de spălare.

Experiența a arătat că pentru o spălare eficientă este necesar ca orificiul de capăt să funcționeze neînecat, astfel încît să se asigure o cădere suficientă pentru curentul de spălare. Galeria de evacuare trebuie deci să aibă pantă și secțiune corespunzătoare. Pe măsură ce panta depozitului aluvionar scade, consumul de apă pe metru cub de material antrenat crește, iar la pante sub 3% spălarea devine neeconomică. În consecință panta minimă a fundului camerei va fi egală sau mai mare ca 3% [11]. Consumul de apă de spălare se reduce dacă se efectuează manevre succesive și de scurtă durată. Acestea se pot realiza numai cu vane și stavile acționate mecanic. Perioada de spălare durează 30 ... 60 de minute.

Pentru a nu întrerupe alimentarea cu apă a folosinței în timpul spălărilor, se prevăd desnisipatoare cu două, trei sau mai multe camere de desnisipare, separate între ele prin pereți longitudinali (fig. 11-56, *a*). Cînd este necesară o mărire considerabilă a lățimii desnisipatorului, în locul dispoziției coaxiale cu derivația, se aplică schema cu dublă întoarcere a curentului (fig. 11-56, *b*), evitînd zonele de racord excesiv de lungi. Canalul de derivație are lățime variabilă la intrarea și ieșirea din desnisipator pentru a asigura stabilitatea curgerii și un acces cît mai uniform.

Un sistem de spălare eficient este cel propus de *C. Mateescu* [6] și realizat cu rezultate bune în exploatare la *T.C. Florești* (fig. 11-57). Debitul de spălare este adus printr-un canal longitudinal, din care, printr-o serie de orificii laterale, pătrunde în cameră sub forma unor vine de apă. Acestea afînează depunerile și formează pe fundul desnisipatorului un curent elicoidal cu mare capacitate de antrenare.

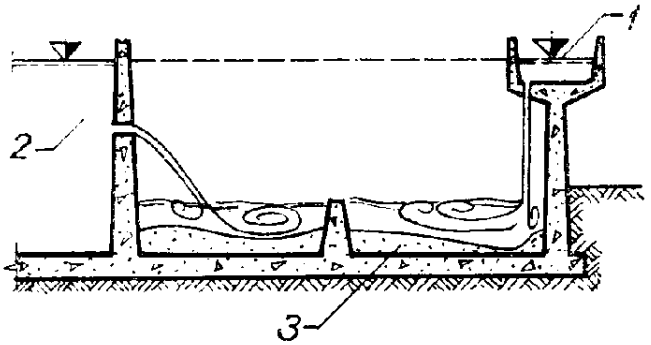


Fig. 11-57. Spălarea desnisipatorului cu debit distribuit:
1 — canal de alimentare; *2* — bazin; *3* — depuneri.

O altă soluție de spălare cu consum mic de apă constă în utilizarea unor jeturi cu presiune mare venind de la o pompă. Capacitatea de transport a canalului de evacuare trebuie asigurată printr-o pantă suficient de mare.

35. Desnisipatori cu funcţionare continuă

Spălarea continuă se face prin mai multe sisteme dintre care cel mai răspîndit este cel propus de *H. Dufour* [12]. Soluţia constă în colectarea materialului depus printr-o rigolă aşezată la fundul camerei, legată de aceasta prin o serie de orificii sau fante (fig. 11-58). Secţiunea transversală a camerei este de forma unei pîlnii care se îngustează la partea inferioară, dînd naştere canalului de spălare. Grătarul de fund se poate realiza din aripi de metal sau de beton armat, fixe sau mobile. Particulele se depun pe paletele grătarului şi apoi sînt antrenate spre aval prin canalul de spălare, în care apa circulă cu o viteză mult mai mare (2 ... 2,5 m/s) decît în desnisipator.

Grătarul de fund separă fenomenul de sedimentare de cel de spălare, iar funcţionarea instalaţiei este continuă. Cînd paletele sînt reglabile, viteza apei între palete se modifică în funcţie de mărimea particulelor ce se evacuează. Paletele sînt reglabile pe sectoare (de circa 10 m), corespunzător cu dimensiunile depunerilor care, la rîndul lor sînt diferite în lungul camerei. Pentru a nu se înfunda , interspaţiile dintre pale sînt destul de mari, de ordinul a 1,5 ... 2 m.

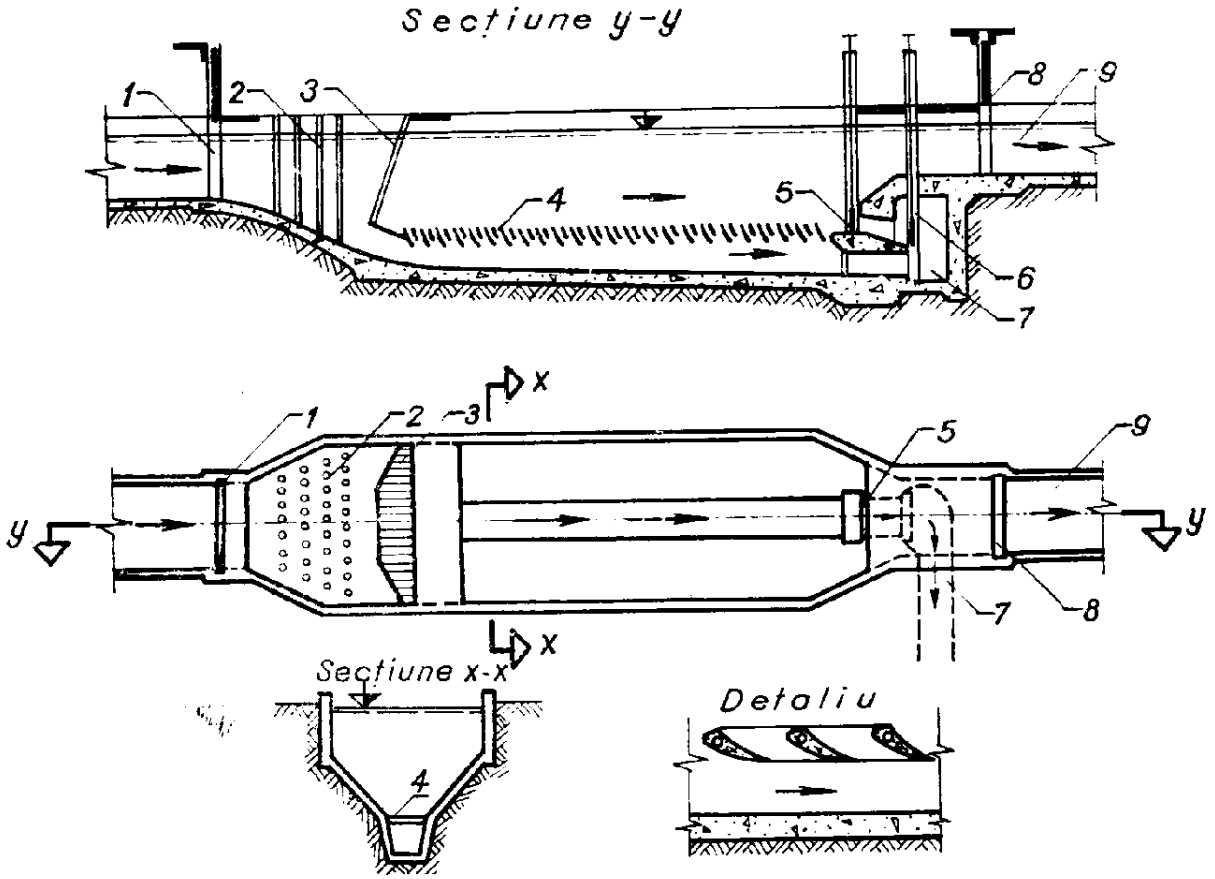


Fig. 11-58. Desnisipator cu spălare continuă:

1 — staviă de admisie; 2 — bare de liniştire; 3 — grătar; 4 — orificii de fund; 5 — vană de spălare a grătarului de fund; 6 — vană de spălare a colectorului; 7 — canal de evacuare; 8 — stavilă de evacuare; 9 — aducţiune.

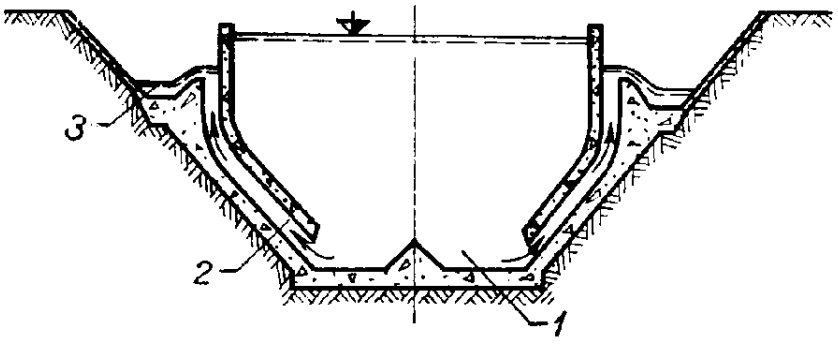


Fig. 11-59. Desnisipator cu spălare continuă prin sifonare:
1 — camera de desnisipare; *2* — sifon; *3* — canal colector.

Unele dintre proiectele sovietice prevăd utilizarea sifonării pentru ridicarea cotei canalului de evacuare [8] (fig. 11-59). Fiecare orificiu de fund comunică printr-un sifon cu canalul colector aşezat la o cotă mai ridicată. La unele prize din Italia sifonarea s-a realizat la capătul galeriei de colectare.

Desnisipatorii cu funcţionare continuă prezintă o serie de avantaje faţă de cei cu spălare intermitentă:

— investiţia este mai mică, nefiind necesară asigurarea unui volum mort pentru reţinerea aluviunilor între două spălări succesive;

— prevederea unei camere suplimentare în locul celei scoase din funcţiune în timpul spălărilor, nu este necesară;

— spălarea se poate asigura utilizîndu-se întreaga cădere disponibilă între nivelul din desnisipator şi cel de la ieşirea din conducta de evacuare.

În schimb, desnisipatorii cu funcţionare continuă necesită un consum de apă pentru spălare de 10 ... 15% din debitul derivat, consum care este mai mare decît în cazul spălării intermitente. Ei comportă de asemenea supravegherea mai atentă în timpul exploatării.

O soluţie avantajoasă este aceea în care desnisipatorii sînt prevăzuţi cu spălare mixtă. În perioadele de ape mici curăţirea se face intermitent, iar în cele de ape mari, cînd căderea disponibilă se reduce prin ridicarea nivelului aval, se face continuu.

36. Uniformizarea vitezelor în desnisipatori

Stabilirea dimensiunilor desnisipatorilor se face pe baza unui calcul în care se admite în secţiunile transversale succesive un cîmp de viteze uniform, condiţie care trebuie asigurată pe cît posibil şi în realitate.

În acest scop trebuie evitate vîrtejurile sau alte fenomene care pot contribui la creşterea turbulenţei curgerii şi, ca urmare, împiedică procesul de sedimentare al particulelor solide. Pe de altă parte, dacă se asigură trecerea de la vitezele mari de la intrare la vitezele mici din desnisipator pe o lungime de racord cît mai redusă, se pot realiza economii importante. Pentru uniformizarea vitezelor şi reducerea turbulenţei se iau de obicei următoarele măsuri [6]:

— proporţionarea camerelor desnisipatorului astfel încît să se împiedice formarea de curenţi transversali, în plan orizontal sau vertical; raportul dintre lăţimea şi lungimea unei camere trebuie să fie mai mic ca 1/3, iar cel dintre lăţimea şi adîncimea camerei mai mic ca 1/2;

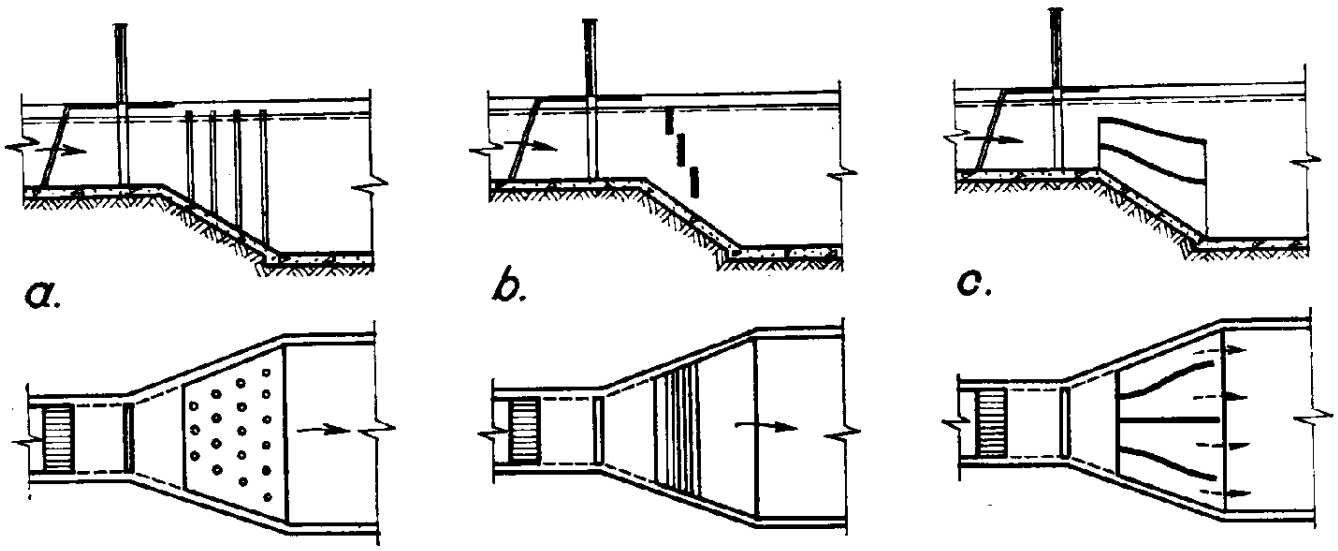


Fig. 11-60. Uniformizarea vitezelor la intrarea în desnisipator:
a — cu bare; *b* — cu pereți șicanați; *c* — cu pereți de dirijare.

— montarea la capătul amonte al desnisipatorului a unor grătare de uniformizare, realizate deobicei din oțel cornier sau țevi (fig. 11-60, *a*); se recomandă așezarea acestora în șah, pe trei rînduri, distanța dintre ele alegîndu-se astfel ca raportul dintre lățime și lumină să fie de 1/2,5; grătarele se duc pînă la radier pentru a evita formarea unui curent de fund cu viteze mărite;

— introducerea, la racordul părții amonte a desnisipatorului cu aducțiunea sau camera prizei, a unor pereți de dirijare care separă curentul în straturi (fig. 11-60, *b* și *c*); forma și poziția lor se stabilesc prin încercări pe modele;

— evitarea reglării debitului prin stavilele de admisie în camera desnisipatorului, manevră care mărește vitezele de fund și deranjează uniformitatea vitezelor în secțiune.

37. Funcționarea în regim de iarnă

Regimul de iarnă al unui rîu se caracterizează prin debite mici și printr-un conținut redus de aluviuni. Dificultățile care apar în exploatare sînt legate de gheața în stare de plutire care urmează să fie trecută prin desnisipator. Din cauza vitezelor mici există pericolul de formare a unei mase continue de gheață, sau de blocare cu zai a desnisipatorului.

Aceste neajunsuri se pot evita dacă în asemenea perioade se admit viteze mai mari în desnisipator, care să asigure mișcarea nestingherită a gheții și zaiului, împreună cu apa, spre aducțiune. Vitezele minime necesare în acest scop sînt de 0,8 ... 1,0 m/s. Asigurarea lor este posibilă prin coborîrea nivelului sau prin scoaterea din funcțiune a cîtorva din camerele desnisipatorului.

O altă soluție constă în prevederea unui canal de ocolire a desnisipatorului, denumit *canal de iarnă*, prin care este trecută apa în perioadele de îngheț.

38. Desnisipatori centrifugali

Acești desnisipatori se realizează sub forma unui canal care are în plan forma unui cot cu raza egală cu de patru ori lățimea și unghiul la centru sub 90°. Fundul canalului are o înclinare transversală spre malul convex egală cu 1/15; aceasta împiedică ridicarea spre suprafață a aluviunilor. Colectarea aluviunilor se face prin orificii de fund sau sifoane cu debit variabil [8] (fig. 11-61). Consumul de apă pentru spălare este de circa 15% din debitul captat.

Astfel de soluții sînt avantajoase dacă există considerente de traseu a aducțiunii care permit înscrierea desnisipatorului centrifugal. Un asemenea tip de desnisipator nu acționează însă decît asupra suspensiilor celor mai grosiere precum și asupra aluviunilor tîrîte care au intrat în aducțiune.

39. Analiza calitativă a fenomenului de sedimentare

Fenomenele principale care caracterizează funcționarea desnisipatorilor sînt prezentate în schemele din figura 11-62 [2].

Separînd din masa totală a aluviunilor particula A, se consideră că viteza ei orizontală v_m este $v_m = \frac{Q}{\omega}$, unde Q este debitul și ω este aria secțiunii transversale. În același timp particula A coboară sub acțiunea gravitației cu viteza w, egală cu viteza de sedimentare în apă liniștită. Particula A, ar trebui deci să se miște în timpul coborîrii sale treptate antrenată de viteza rezultantă v_A.

Mișcarea în desnisipator are însă un caracter turbulent. Rugozitatea fundului sau a suprafeței aluviunilor depuse reprezintă o sursă de formare și mișcare a turbioanelor. O consecință este mișcarea particulelor aluvionare împreună cu lichidul în direcție transversală, sau de la straturile de jos spre cele de sus. Fenomenul poate fi prezentat schematic ca în schița *I*, sub forma unor curenți secundari dirijați înclinat. Intensitatea și viteza lor scade odată cu îndepărtarea de la fund. Pereții desnisipatorului au efecte analoage, provocînd mișcări transversale cu viteze mai puțin înclinate față de orizontală.

Dacă particula aluvionară intră în zona unuia dintre curenții secundari (schița *II*), ea va fi antrenată de acesta cu o viteză de componentă verticală v' și componentă orizontală v''. Ca urmare, viteza rezultantă va face cu orizontala un unghi mai mic decît în cazul schiței *I*.

O altă perturbare este produsă de variația vitezei longitudinale în cadrul secțiunii transversale a desnisipatorului și în primul rînd pe verticală. Vitezele mari din porțiunile superioare și mijlocii ale curentului conduc la alungirea traiectoriilor particulelor (schița *III*). Neuniformitatea vitezelor pe lățime conduce de asemenea la traiectorii diferite de cădere a particulelor care se găsesc la distanțe diferite de pereții camerelor.

Conținutul de aluviuni în straturile inferioare ale curentului este mult mai însemnat decît în cele mijlocii și superioare (schița *IV*). Acest fapt conduce la o micșorare a înălțimii de cădere a majorității particulelor sedimentate și implicit a timpului necesar sedimentării lor. Se produce de asemenea o mărire a curburii traiectoriei de mișcare a acestor particule.

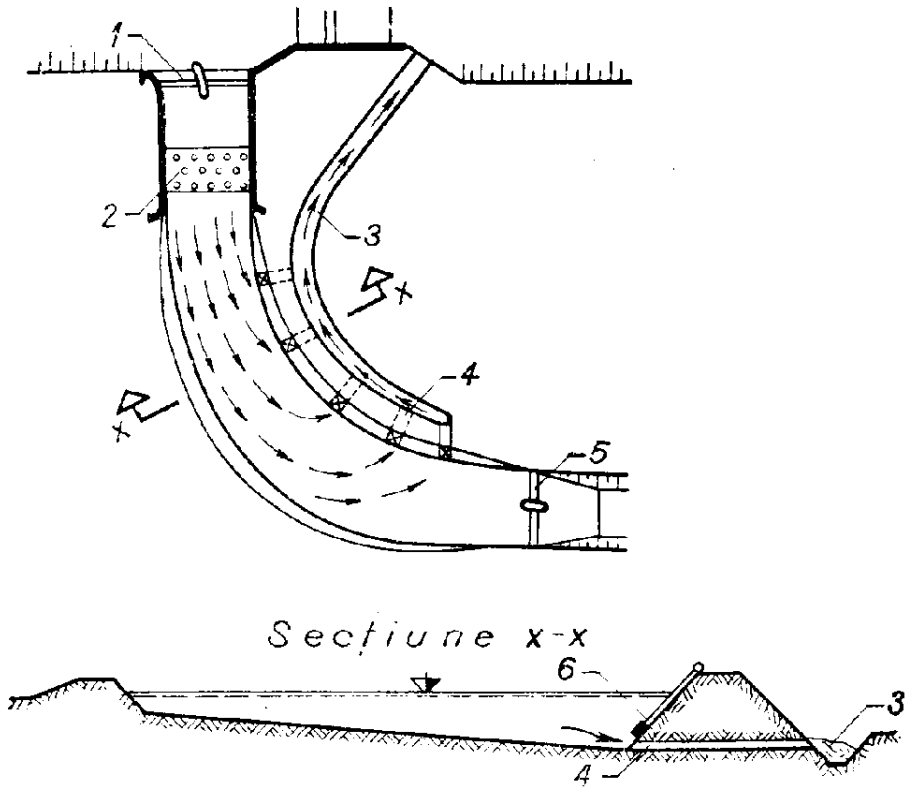


Fig. 11-61. Desnisipator centrifugal:

1 — admisie; *2* — bare de liniștire; *3* — canal de evacuare a depunerilor; *4* — sifoane; *5* — stavilă de evacuare; *6* — vana sifonului.

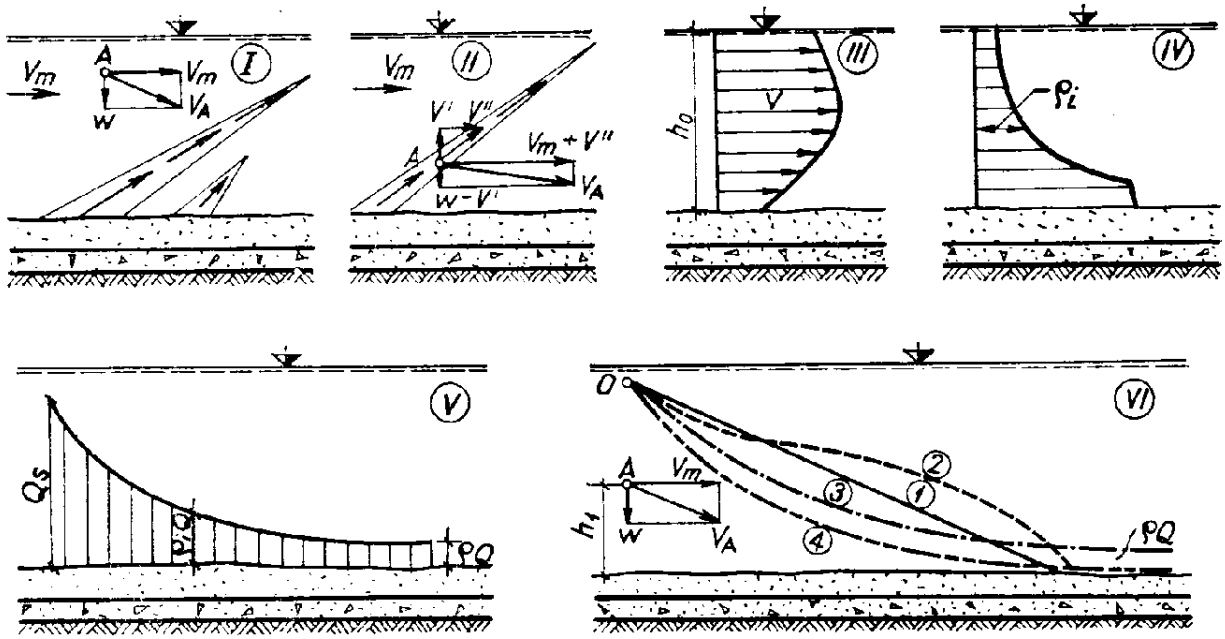


Fig. 11-62. Fenomene ce influențează procesul de depunere în desnisipator:

I, II — rugozitatea fundului; *III* — repartiția vitezelor longitudinale; *IV* — conținutul de aluviuni; *V* — limpezirea curentului în lungul desnisipatorului; *VI* — traiectoriile particulelor; *1* — teoretică; *2* — ținînd seama de neuniformitatea vitezelor; *3* — ținînd seama de capacitatea de antrenare; *4* — ținînd seama de turbulență.

Analizînd conținutul total de aluviuni de-a lungul desnisipatorului, se constată că acesta se reduce treptat în timpul mișcării (schița *V*). La un moment dat capacitatea de antrenare va fi egală cu cantitatea de aluviuni rămasă în secțiune și deci o viitoare sedimentare nu va mai avea loc. Această cantitate de aluviuni care rămîne în suspensie la orice lungime a desnisipatorului este după *Zamarin* egală cu ρQ, unde:

$$\rho = 0{,}022 \frac{v_m}{w_0} \sqrt{\frac{Riw_0}{w}} \ (\text{kg/m}^3) \tag{4}$$

unde:

R — raza hidraulică, în m;

i — panta suprafeței curentului;

v_m — viteza medie orizontală;

w — media ponderată a vitezelor de sedimentare a particulelor;

$w_0 = w$ și în orice caz $w_0 \geqslant 0{,}002$ m/s.

În schița *VI* sînt prezentate formele traiectoriilor de mișcare pentru o particulă oarecare, ținînd seama de influența diverșilor factori enumerați. În unele cazuri este indicat a se ține seama și de variația vitezelor v_m pe toată lungimea desnisipatorului.

40. Proiectarea desnisipatorilor

În cele ce urmează sînt redate cîteva din indicațiile de ordin general privind proiectarea acestor uvraje [10]:

— desnisipatorii se aplică în situațiile în care debitul solid depășește 0,5 kg/m³, iar cantitatea fracțiunilor periculoase pentru instalații depășește 0,2 kg/m³;

— forma camerelor se admite dreptunghiulară și, atunci cînd nu sînt condiții speciale de teren care să-i determine proporțiile, pentru prima dimensionare se va lua $L = 3B$, unde L este lungimea și B este lățimea;

— adîncimea unei camere se admite de 3 ... 5 m; pentru a se obține căderea necesară pentru spălare, desnisipatorul poate fi deplasat în aval, de-a lungul derivației;

— panta longitudinală a fundului camerei se recomandă a fi de ordinul a 3%;

— numărul minim de camere se recomandă să fie 2; pentru un desnisipator cu n camere, în timpul spălării uneia din ele viteza din celelalte crește de $\frac{n}{n-1}$ ori, această viteză fiind cea care se ia în calcul;

— înălțimea volumului mort prevăzut pentru depuneri se consideră 25 ... 30% din înălțimea totală;

— pentru revizii și reparații sau pentru trecerea debitelor de iarnă cu viteze mari, se prevede un canal de ocolire, calculat pentru debitul de iarnă.

§ 9. PRIZE DE ADÎNCIME

41. Generalităţi

Prizele de adîncime, sau prizele de mare presiune, asigură captarea apei şi introducerea ei în uvrajele de aducţiune, sau uneori direct în conductele forţate ale uzinelor hidroelectrice.

Aceste tipuri de prize nu mai necesită instalaţii speciale pentru protecţia împotriva aluviunilor, a plutitorilor şi a gheţurilor, dat fiind că pe de o parte lacul de acumulare este el însuşi un mare decantor, iar pe de altă parte gheaţa plutitoare şi chiar zaiul se află la suprafaţă şi nu pot acţiona asupra instalaţiilor de captare.

Priza este compusă deci numai din dispozitivele necesare prelevării apei pentru oricare nivel cuprins între cota maximă din lac şi cota inferioară a volumului util.

42. Clasificare

În funcţie de poziţia prizei în ansamblul lucrărilor de captare, se disting:
— *prize în versanţi* sau *prize de mal*;
— *prize în corpul barajului;*
— *prize turn.*

43. Alegerea cotei prizei

Poziţia pe verticală a prizelor de adîncime se stabileşte în funcţie de condiţiile de sedimentare din lacul de acumulare şi de criteriile tehnico-economice ale folosinţei.

Cota minimă se situează deasupra volumului mort destinat depunerilor din lacul de acumulare. Construcţia barajului modifică regimul debitelor solide tîrîte şi în suspensie. Aluviunile tîrîte se depun la coada lacului (fig. 11-63), datorită

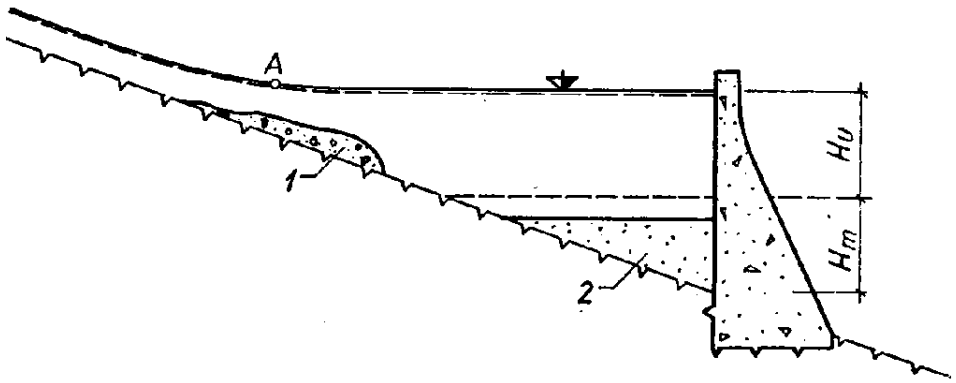


Fig. 11-63. Colmatarea lacurilor de acumulare:
1 — pietriş şi nisip grosier; *2* — nisip fin.

reducerii forței de antrenare, și apoi se deplasează din amonte spre aval [9]. Aluviunile în suspensie se depun în aval de coada lacului și apoi, de la locul de sedimentare, sînt transportate spre baraj. Materialul fin depus are suprafața superioară aproape orizontală și se consolidează în timp, căpătînd coeziune. El formează o tranșă moartă în lacul de acumulare, în ultima vreme existînd preocuparea de a o reduce printr-o evacuare cît mai energică în aval.

Problema determinării cotei minime a prizei în funcție de volumul mort se pune în special în cazul folosințelor pentru irigații și alimentări cu apă. La acumulările hidroenergetice determinarea acestei cote se bazează pe calculele energo-economice, ținînd seama pe de o parte de avantajele prizei de presiune și de mărirea tranșei utile, pe de altă parte de costul galeriei de derivație care crește odată cu presiunea. Priza de mare adîncime necesită și ea vane de mare presiune care sînt cu mult mai scumpe decît cele cu nivel liber. De obicei cota prizei rezultă destul de ridicată.

Poziția față de nivelul minim de exploatare se alege astfel încît să nu se antreneze aer în aducțiune, prin pîlnii *Rankine*, acestea atrăgînd în același timp și plutitorii spre grătar. Bazat pe experimentări recente [13], înălțimea pernei de apă trebuie să fie mai mare decît $\frac{3v_a^2}{2g}$, unde v_a este viteza din aducțiune, în m/s și g accelerația gravitației, în m/s^2. Înălțimea pernei de apă se poate micșora prin măsuri constructive, cum ar fi spre exemplu grătarele plutitoare.

44. Prize de mal

Prizele de mal se amplasează în zone stabile, cu condiții geologice și morfologice favorabile. Pentru prizele uzinelor hidroelectrice, cu debite instalate mari (de ordinul zecilor de m^3/s), intrările se prevăd sub forma unei pîlnii sau trompe de admisie, care realizează o trecere lentă de la secțiunea de intrare la secțiunea aducțiunii. Datorită debitelor mari și vitezelor reduse admise la intrare, aria de intrare și deci proporțiile excavației sînt deosebit de mari (100 ... 200 m^2) (fig. 11-64).

Studiile de laborator asupra acestor tipuri de prize, au evidențiat că efectul rotunjirii formelor de intrare nu este important și, ca urmare, formele lor pot fi stabilite constructiv. Nu este necesar să se adopte profile hidrodinamice, de tipul celor de la golirile de fund, unde criteriul îl constituia evitarea fenomenelor de cavitație. Pentru a se reduce excavațiile dificile, pîlnia de intrare se poate dezvolta pe orizontală la trompa de acces. Repartiția uniformă a debitelor se asigură prin profilarea hidrodinamică a pilelor intermediare. O astfel de dispoziție este reprezentată în figura 11-65.

De obicei, intrarea într-o priză este protejată cu un grătar care poate fi fix sau mobil. Grătarele mobile alunecă pe ghidaje amenajate sub forma unui plan înclinat, înscris pe versant. Cînd așezarea pe versant a unui plan înclinat este dificilă și pericolul de înfundare este redus, se pot folosi grătare fixe, echipate cu instalații de curățire a depunerilor de frunze și de plutitori.

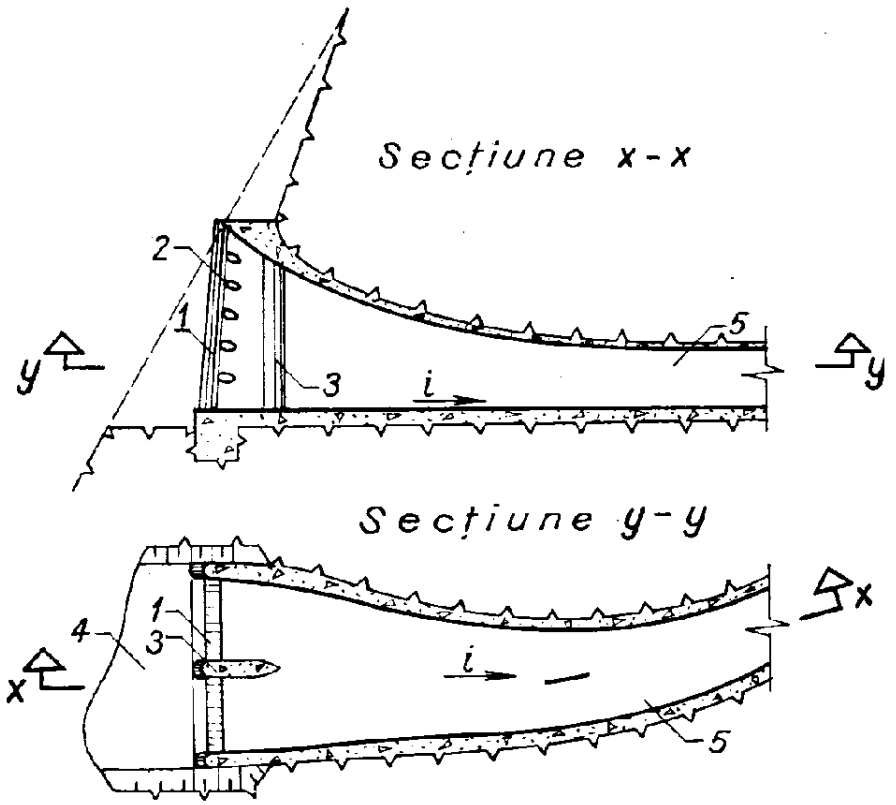


Fig. 11-64. Trompă de intrare la o priză în versant:
1 — grătar des; *2* — grinzi profilate; *3* — pilă; *4* — platformă excavată; *5* — galerie.

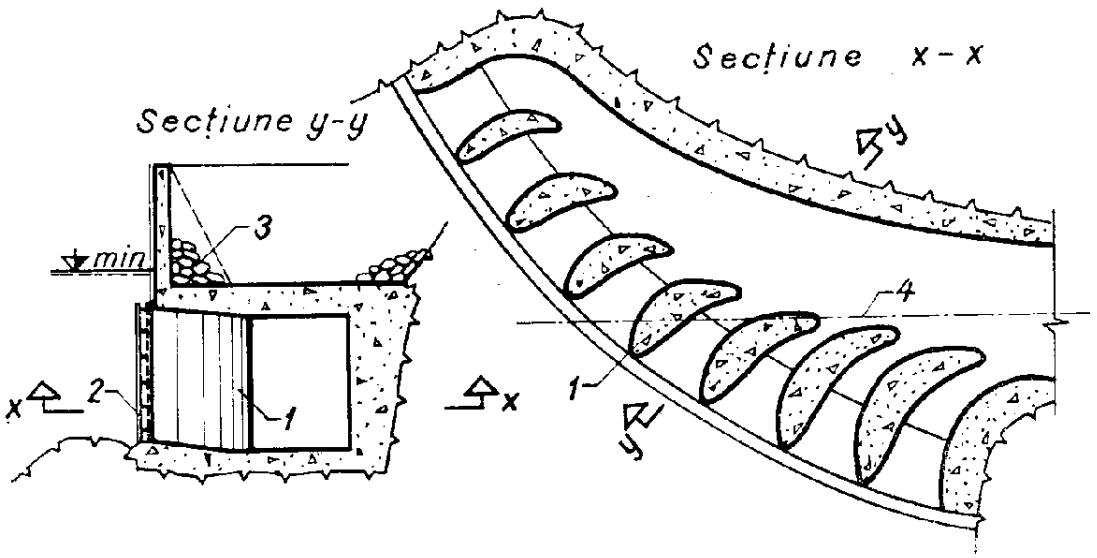
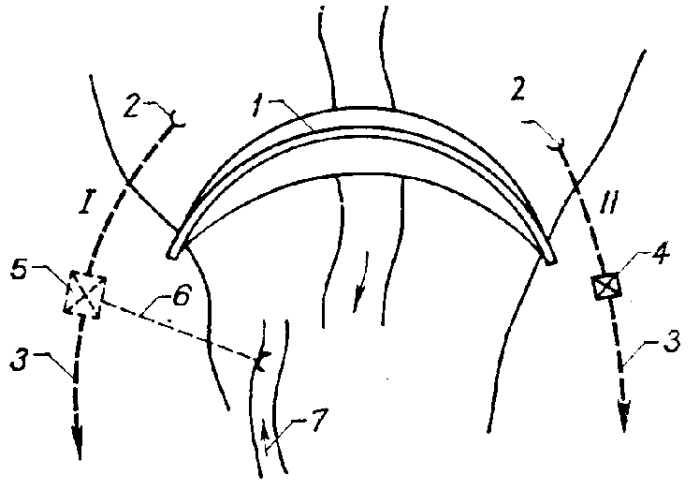


Fig. 11-65. Intrare în priză cu dezvoltare orizontală:
1 — pile; *2* — grătar mobil; *3* — anrocamente; *4* — galerie.



ig. 11-66. Prize de mare presiune în versanți:
1 — cu galerie de acces uscată; *II* — cu puț umed; *1* — baraj; *2* — priză; *3* — aducțiune; *4* — puț umed; *5* — casă de vane; *6* — galerie de acces; *7* — drum.

După modul în care se realizează accesul la vane se disting prize cu puț sau galerie uscată, respectiv prize cu puț umed [13] (fig. 11-66).

— *Prizele cu puț de acces uscat sau cu galerie de acces uscată* au vana de manevră și vana batardou plasate într-o încăpere specială excavată în versant, la care accesul se face prin puț sau galerie. În aceeași cavernă se mai dispun instalațiile de manevră ale vanelor, conducta de by-pass (care asigură egalarea presiunilor în amonte și aval de vană la manevre de deschidere, prin umplerea tronsonului aval), priza de aer sau ventilul de aerisire (care împiedică apariția cavitației în aval de vane, la închideri bruște), ca și alte instalații de semnalizare și control. Pentru mai multă siguranță, uneori tronsonul de aducțiune se ramifică în zona vanelor, permițînd instalarea unor vane de dimensiuni mai mici, capabile de jumătate din debitul instalat (fig. 11-67).

În toate cazurile vanele de presiune se dublează, vana amonte jucînd rol de vană de revizie — batardou, iar cea din aval de vană de manevră-serviciu. Aerarea secțiunii din aval de vane se asigură fie prin puțuri, care urcă la cote situate deasupra nivelului maxim din lac, fie prin ventile speciale. Dat fiind faptul că ventilele se pot defecta ușor și repararea lor necesită întreruperea captării, de obicei se preferă sistemul de aerare prin puțuri. Dimensiunile puțului sau galeriei de acces se stabilesc în funcție de gabaritele vanelor folosite.

— *Prizele cu puț umed*, se aplică în cazurile în care vanele au secțiune mare și se pot manevra în puțuri în care nivelul apei urmărește liber oscilațiile nivelului din lac (fig. 11-68). Vanele pot fi de tip segment sau plane, admițîndu-se de obicei ca vană de manevră un segment, iar ca vană batardou cea plană. În unele cazuri grătarul se mută și el în interiorul puțului, avînd formă de coș pentru ca la ridicare impuritățile reținute să nu cadă în aducțiune.

În figura 11-69 sînt arătate trei posibilități de dispunere relativă a vanei, grătarului și batardoului. Vana de tip segment lucrează la compresiune (*a*), sau la tensiune (*b*, *c*). Batardoul este de tipul unei vane plane în formă de pană. În cazul (*a*) vana este expusă acțiunii directe a plutitorilor și impurităților. În cazul (*b*)

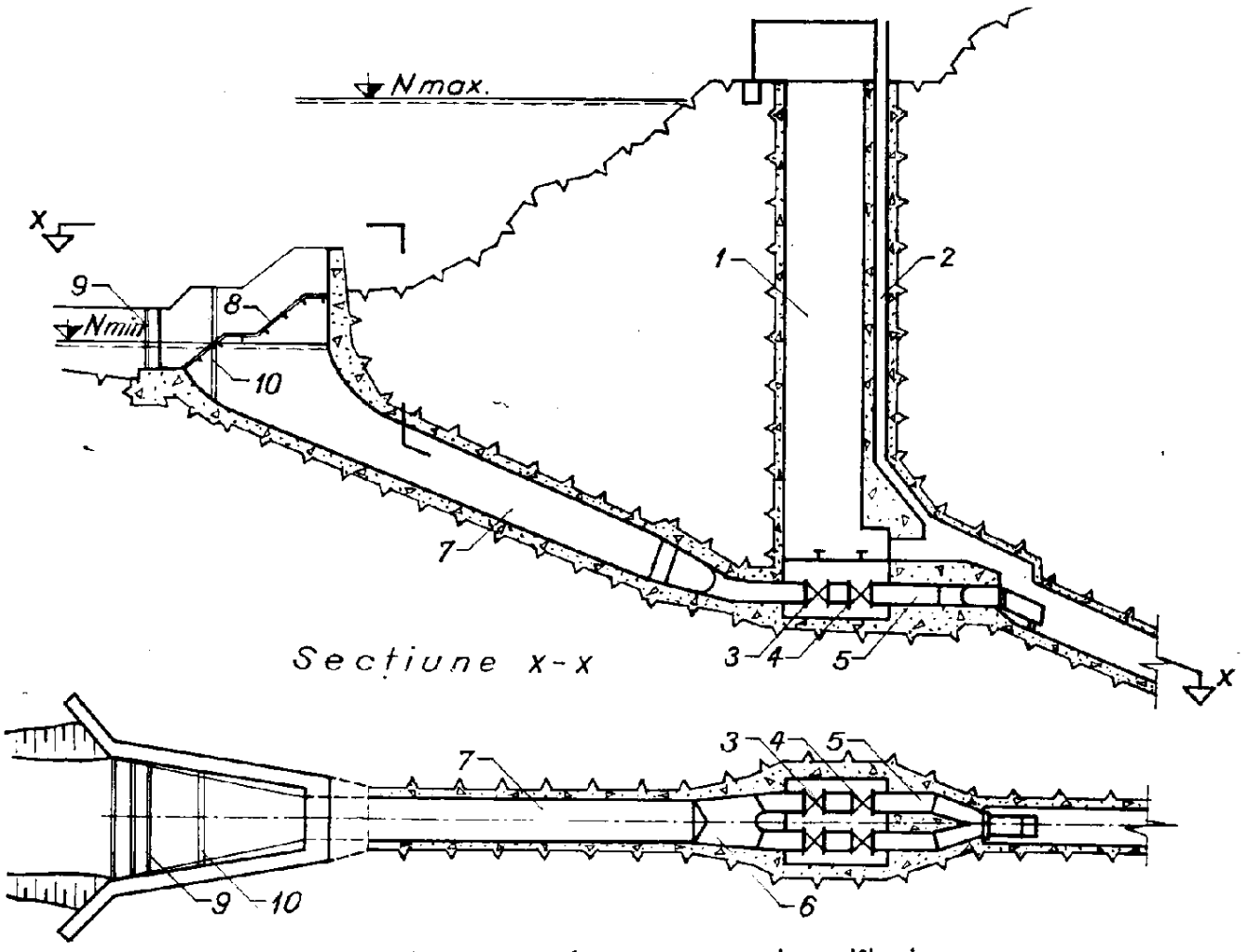


Fig. 11-67. Priză cu puț de acces uscat și ramificație:

1 — puț uscat; *2* — aerisire; *3* — vană batardou; *4* — vană de serviciu; *5* — blindaj; *6* — zonă de bifurcație; *7* — galerie; *8* — grătar; *9* — batardou amonte; *10* — batardou aval.

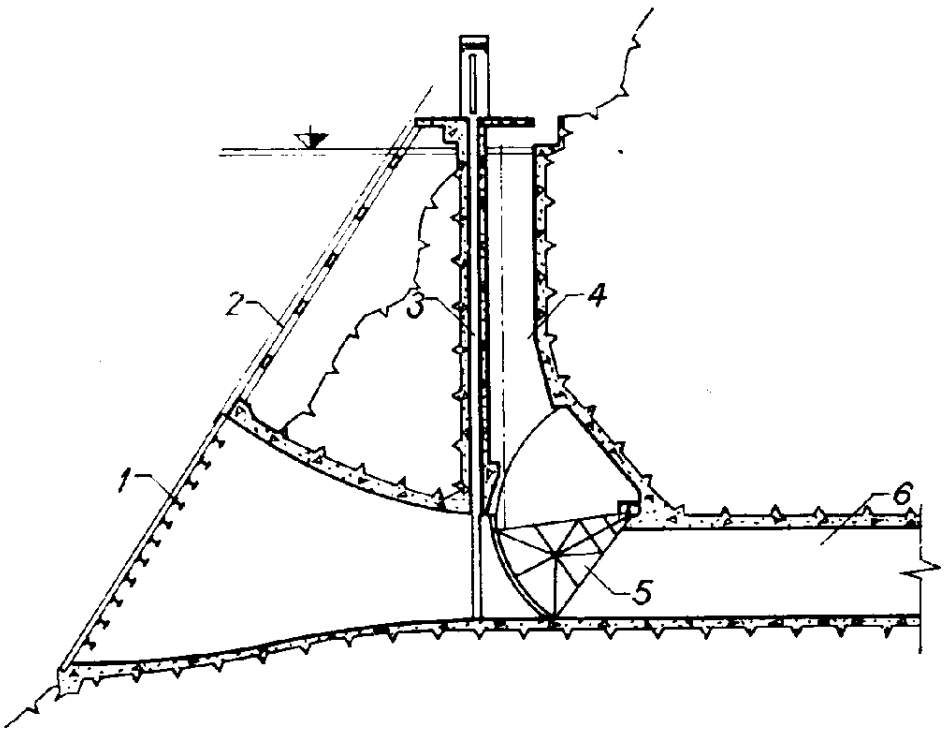


Fig. 11-68. Priză cu puț umed:

1 — grătar; *2* — cale de ridicare a grătarului; *3* — nișă de batardou; *4* — puț de manevră; *5* — vană segment; *6* — aducțiune.

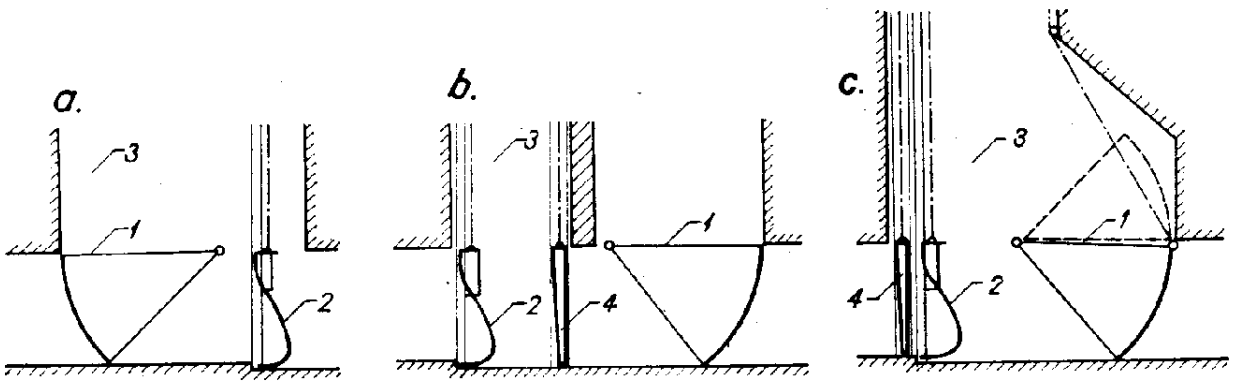


Fig. 11-69. Poziția relativă a vanei, batardoului și grătarului la prize cu puț umed:
a — cu stavilă amonte; *b* — cu grătar amonte; *c* — cu batardou amonte; *1* — vană segment; *2* — grătar coș; *3* — puț umed; *4* — batardou pană.

grătarul apără batardoul și vana, dar la ridicarea lui pentru curățire puțul rămîne neprotejat. În cazul (*c*) poziția batardoului în amonte înlătură acest neajuns.

45. Prize în corpul barajului

Prizele de adîncime a căror construcție face corp comun cu barajul de beton au căpătat o largă aplicare. Avantajul lor față de prizele de mal constă în simplitatea amplasărilor, evitîndu-se lucrările dificile de amenajare a versanților.

Din punct de vedere constructiv se pun probleme similare cu cele de la golirile de fund. Sînt necesare măsuri de armare a golului din baraj, de injectare pentru umplerea spațiului dintre conductă și corpul barajului etc.

În figura 11-70, *a* este prezentată dispoziția unei astfel de prize, compusă dintr-o trompă de racord, care are în amonte grătarul, iar în aval de trompă batardoul și vana. Pentru a împiedica obturarea grătarului, viteza la intrare este de ordinul a 0,5 ... 0,7 m/s. Batardoul, lansat de la coronament prin nișe, închide complet puțul vanei de tip calotă sferică, putînd să o pună la uscat. Tubul de aerisire este dus pînă la nivelul coronamentului împiedicînd formarea vidului în conductă.

În figura 11-70, *b* nișa batardoului este situată în amonte de grătar. Puțul vanei este de asemenea plasat în corpul barajului. În apropierea vanei trece o galerie de vizitare în care se află conducta de by-pass și ventuza de aerisire.

În figura 11-71 sînt indicate scheme de prize aplicate la barajele cu plăci de beton armat, caracterizate prin anumite particularități [2]. În dispoziția (*a*) priza are o construcție comună, cu grătar și batardou. Vana de tip fluture este dispusă în fața turbinelor. În dispoziția (*b*) vana fluture este plasată pe porțiunea înclinată a conductei forțate, iar batardoul este mai retras, micșorîndu-i-se înălțimea. În dispoziția (*c*) batardoul este înclinat și poate coborî pe paramentul amonte. Dispoziția (*d*) reduce într-o oarecare măsură volumul de lucrări; priza nu are ghidaje

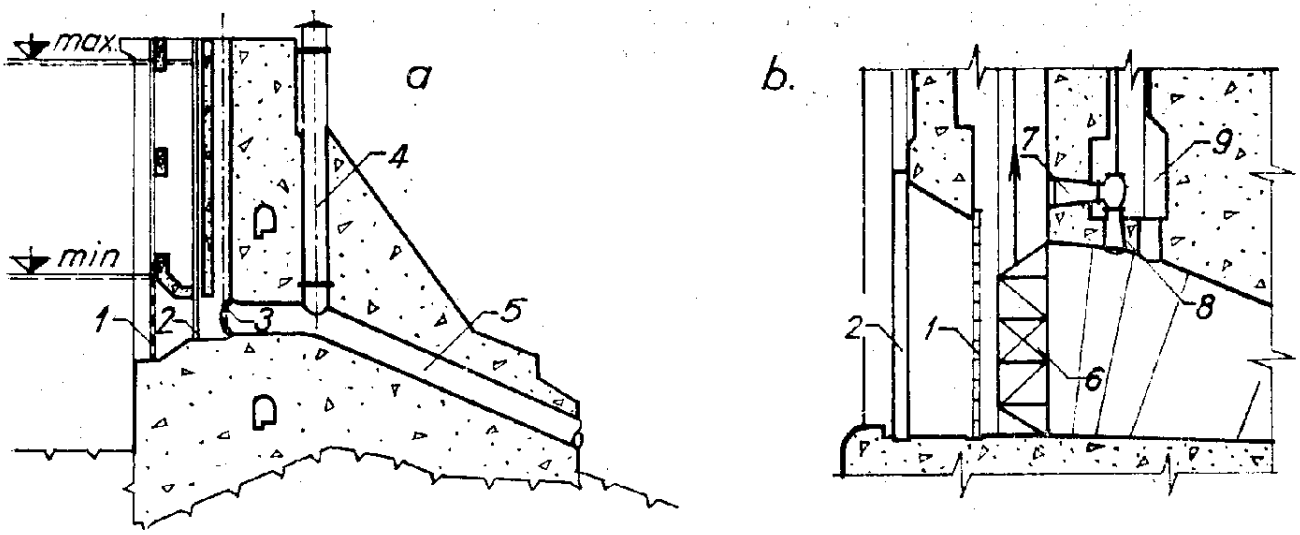


Fig. 11-70. Prize în baraj:

a — cu grătar amonte; *b* — cu batardou amonte; *1* — grătar; *2* — batardou; *3* — vană calotă sferică; *4* — tubație de aerisire; *5* — aducțiune; *6* — vană plană; *7* — by-pass; *8* — ventil de aerisire; *9* — galerie de vizitare.

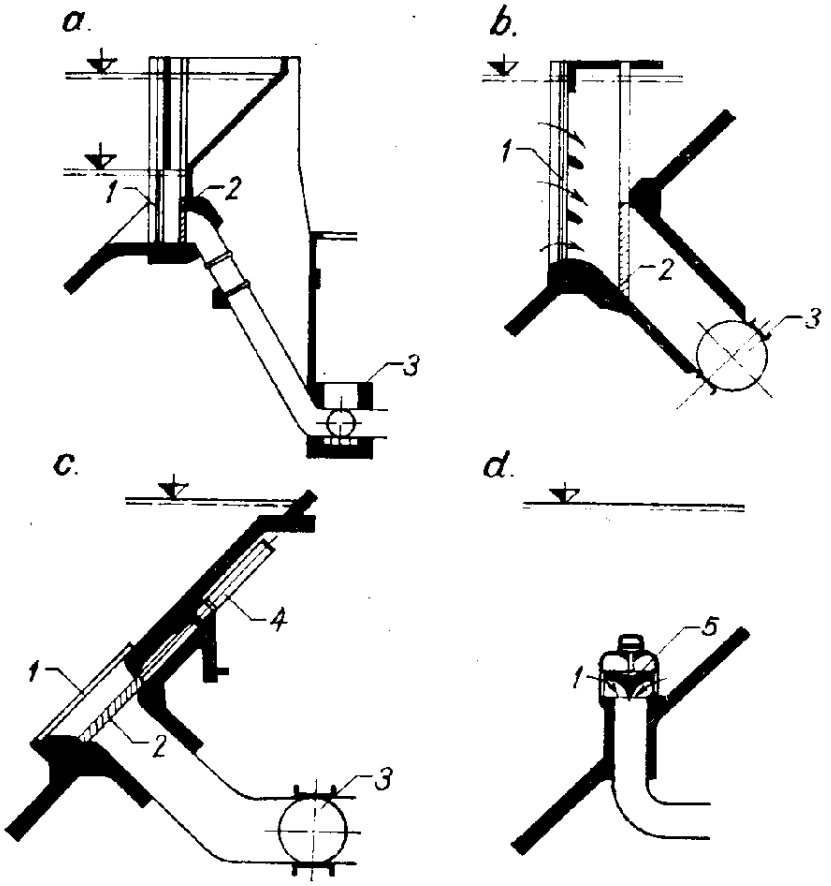


Fig. 11-71. Prize la barajele cu plăci de beton armat:

1 — grătar; *2* — batardou; *3* — vană fluture; *4* — dispozitiv de ridicare; *5* — vană comandată hidraulic.

care să iasă la suprafață. Vanele, care sînt dispuse în adîncime, sînt comandate hidraulic. Dezavantajul acestui sistem constă în accesul incomod pentru revizia vanelor și a batardourilor.

46. Prize turn

Priza turn este o construcție cilindrică sau tronconică, avînd pe suprafața laterală deschideri de admisie a apei, prevăzute cu grătare. Ea este racordată la partea inferioară cu aducțiunea sub presiune. La turnul din figura 11-72 accesul este controlat printr-un număr mare de vane de dimensiuni mici, în locul uneia sau două mari. Turnul are doi pereți concentrici legați cu pile radiale. Grătarele urmăresc conturul exterior pe cînd vanele sînt dispuse la peretele interior [13].

În alte situații turnul prizei este numai o construcție de serviciu așezată la intrarea în derivația sub presiune (fig. 11-73).

Legătura unei prize turn cu malul sau cu coronamentul barajului se face printr-o pasarelă de acces. Uneori orificiile de admisie se amplasează la diferite înăl-

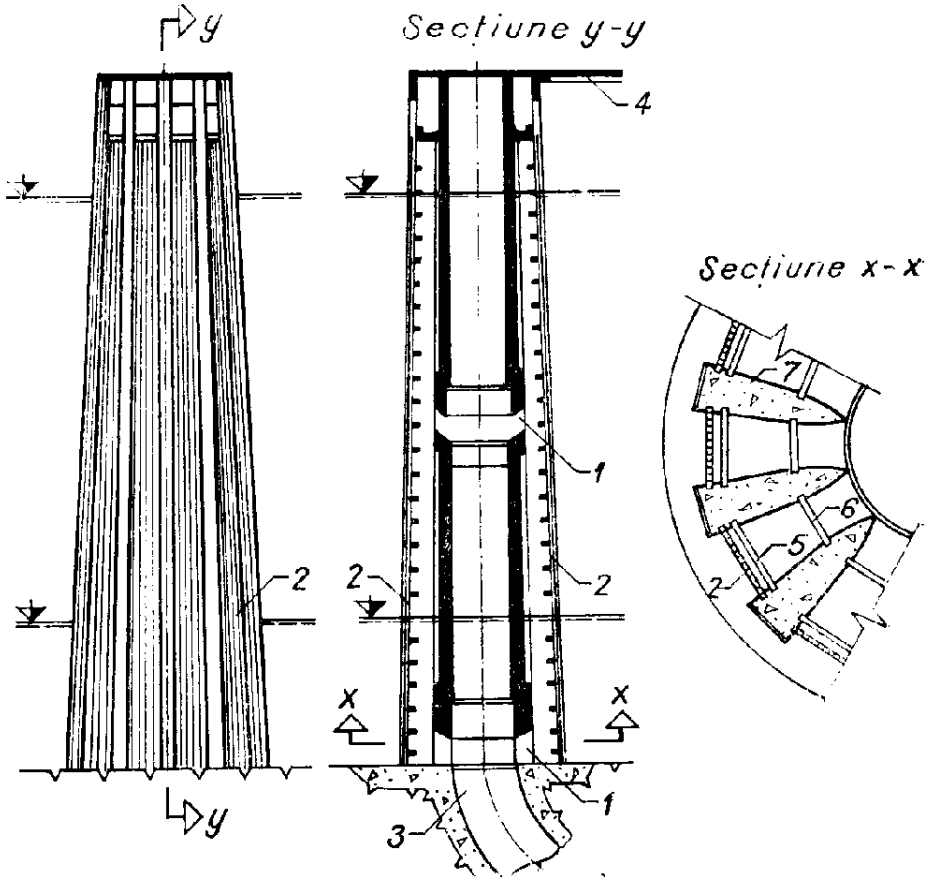


Fig. 11-72. Priză turn:
1 — deschideri de admisie; *2* — grătar; *3* — aducțiune; *4* — pasarelă de acces; *5* — nișe de batardou; *6* — vană; *7* — pilă.

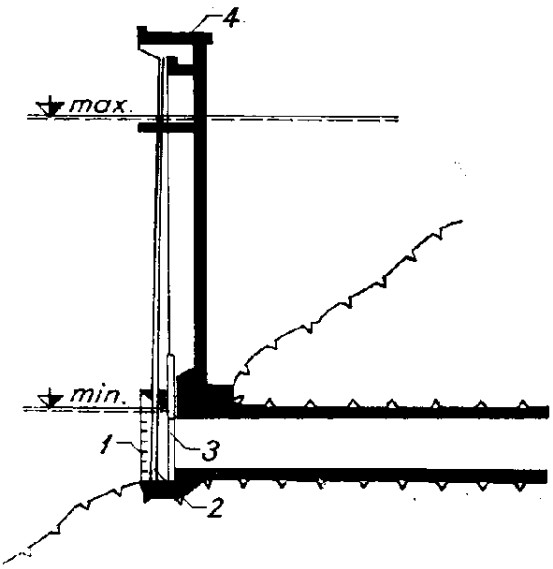


Fig. 11-73. Turn de serviciu la intrarea în aducțiune:
1 — grătar; *2* — nișe de batardou; *3* — vană; *4* — platformă de manevră.

țimi pentru a permite captarea apei de la suprafață sau de la adîncimea dorită, ținînd seama de temperatura apei și de gradul de colmatare al lacului.

Datorită dimensiunilor mari și momentului dat de împingerea gheții, în cazul lacului plin, respectiv de presiunea vîntului, în cazul lacului gol, construcția turnului pune unele probleme speciale. Pentru mai multă rigiditate se prevăd în anumite cazuri contraforți radiali care au și funcția de pile pentru susținerea grătarelor.

§ 10. GRĂTARE PENTRU PRIZELE DE APĂ

47. Generalități

Grătarul este elementul de protecție al prizei împotriva impurităților și plutitorilor. Construcția lui constă din bare metalice, verticale sau înclinate (15 ...30° cu verticala), cu secțiunea transversală dreptunghiulară, legate în panouri. Panourile au lățimi de 1 ... 3 m și sînt mărginite de cadre de oțel, fiecare reprezentînd o construcție unitară (fig. 11-74). Panourile care alcătuiesc grătarul se așază în locașe special amenajate, și în acest caz sînt demontabile, sau se încastrează în pereții prizei.

Nu se utilizează bare cu secțiunea hidrodinamică, de comandă specială, deși s-ar realiza în acest fel pierderi de sarcină mai mici. În schimb grinzile de rezistență de beton armat (preferate față de cele metalice din motive de rezistență și exploatare) pe care reazemă grătarele cu deschideri mari se construiesc de obicei cu o astfel de formă (fig. 11-75). Grinzile se așază după direcția firelor de curent. Sprijinirea grătarelor pe radier se poate face ca în figura 11-75, *a* sau, atunci cînd sînt prevăzute spălări cu curenți spre amonte, ca în figura 11-75, *b* [2].

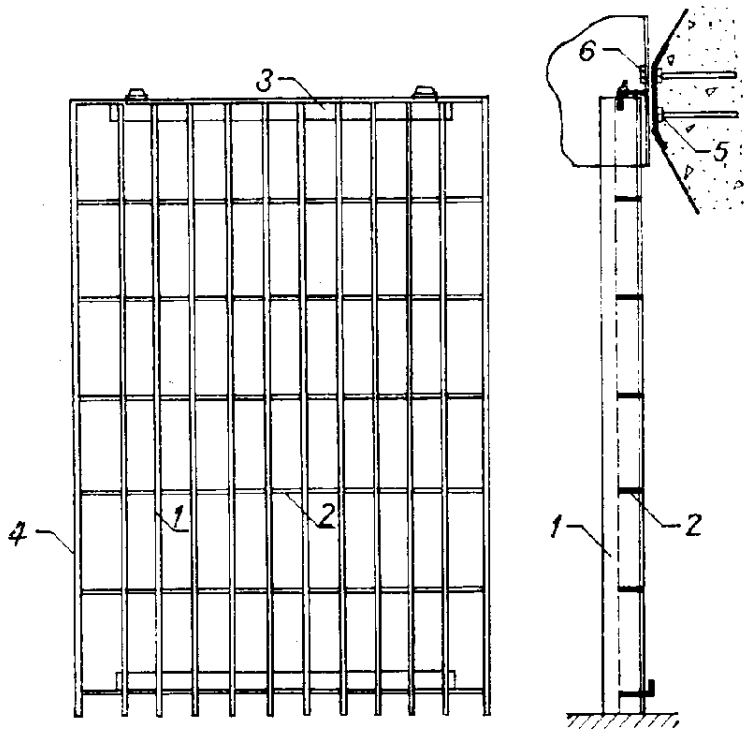


Fig. 11-74. Construcția unui grătar plan:
1 — bară de grătar; *2* — rigidizare; *3* — profil de prindere; *4* — cadru de oțel; *5* — peretele prizei; *6* — bulon de fixare.

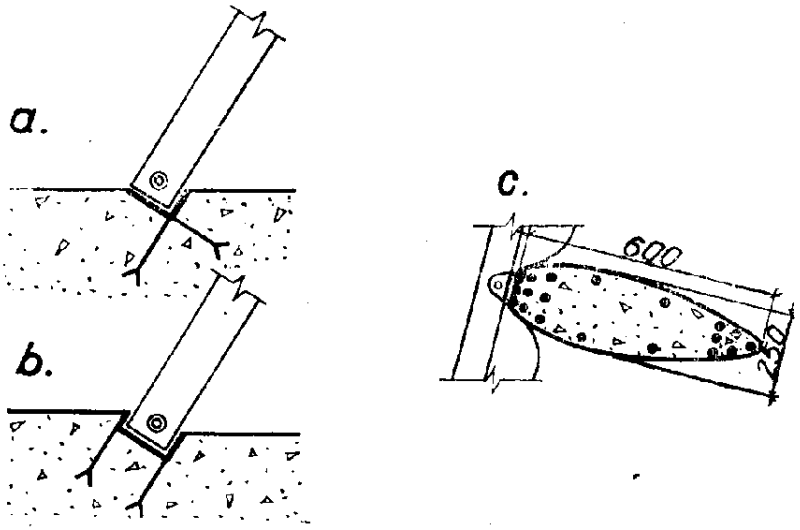


Fig. 11-75. Rezemarea grătarelor:
a — prindere în profil cornier; *b* — prindere în profil U; *c* — forma grinzii de reazem.

48. Lumina între bare

În funcție de lumină grătarele se împart în — *grătare rare*, cu distanța între bare de 3 ... 10 (15) cm și — *grătare dese*, cu distanța între bare de 25 ... 30 mm. Tipul adoptat depinde de destinația grătarului, de poziția lui față de nivelul maxim al apei și de regimul de iarnă.

La prizele uzinelor hidroelectrice lumina depinde de tipul de turbină şi în mare măsură de cerinţele furnizorului de echipament. Orientativ se pot recomanda valorile de mai jos [1]:

— *turbine Kaplan* şi *elicoidale:* $\frac{1}{20} D$ rotor turbină şi în orice caz în limitele 50 ... 150 mm;

— *turbine Francis:* $\frac{1}{20} D$ rotor turbină şi în orice caz în limitele 32 ... 100 mm;

— *turbine Pelton:* 10 ... 65 mm funcţie de diametrul injectorului turbinei.

Pentru oprirea peştilor s-au utilizat uneori grătare dese cu lumina de 20 mm. Exploatarea lor a fost însă dificilă şi numărul de peşti morţi la grătar depăşea pe cel corespunzător trecerii prin turbine a peştilor.

La captările de apă pentru răcire protecţia condensatorilor faţă de plutitori necesită distanţe şi mai mici între bare, astfel încît sînt utilizate numai grătare dese sau site. Grătarele dese nu se amplasează direct în albie; ele se protejează de un prim grătar rar cu lumina de 100 ... 300 mm. Ca urmare, în exploatare sînt necesare două curăţiri pentru cele două grătare.

9. Viteza de acces la grătare

Pierderile de sarcină la trecerea prin grătar sînt direct legate de viteza de acces, adică de viteza din secţiunea situată în amonte de grătar. Reducerea vitezei are ca efect imediat micşorarea pierderilor de sarcină. Necesitatea de limitare a vitezei are importanţă şi din punctul de vedere al protecţiei grătarelor împotriva loviturilor provocate de gheţuri sau plutitori. Viteze de 3 ... 4 m/s sînt de evitat.

Curăţirea mai comodă a grătarelor necesită de asemenea o reducere a vitezelor, mai ales în cazul adîncimilor de 50 ... 100 m. Aici vitezele de acces trebuie să facă imposibilă obturarea grătarelor, date fiind condiţiile foarte grele de curăţire.

La centralele fluviale şi la grătarele prizelor de suprafaţă se admit viteze de 0,9 ... 1,2 m/s, iar în cazul particular al prizelor bine protejate şi cu debite foarte mari se admit viteze pînă la 1,5 ... 2 m/s. La intrarea în prizele de adîncime se admit viteze de 0,25 ... 0,8 m/s, în funcţie de poziţia lor.

Pentru grătarele fixe fără maşini de curăţat vitezele coboară sub 0,5 m/s. În acest caz trebuie făcută analiza tehnico-economică pentru a alege între o priză cu suprafaţă foarte mare de intrare, fără mijloace de curăţire, şi una cu suprafaţă mai redusă, dar cu mijloace de curăţire.

50. Calculul de rezistenţă al grătarelor

În condiţii normale de exploatare diferenţa de presiune dintre cele două feţe ale unui grătar este dată de pierderea de sarcină la trecerea prin grătar, aceasta luînd de obicei valori neînsemnate.

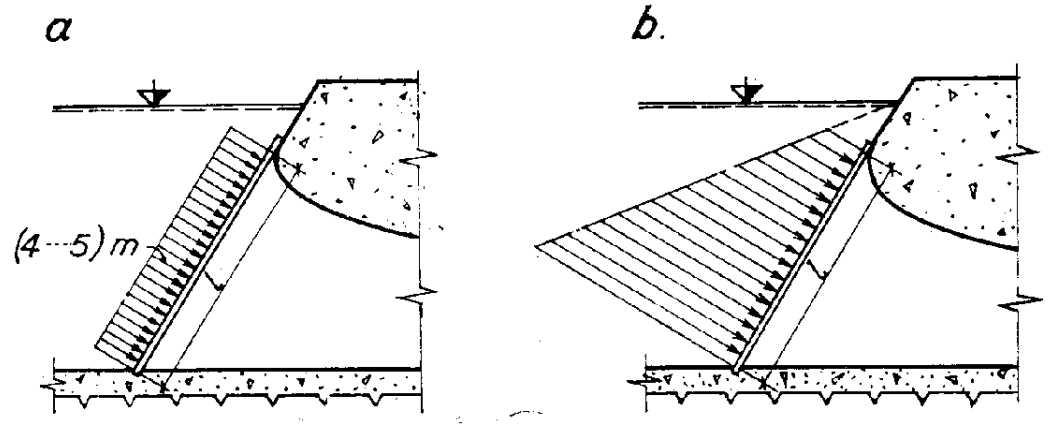


Fig. 11-76. Diagrame de presiune pentru calculul grătarelor:
a — la funcționare normală; *b* — în ipoteza înfundării.

Mărimea presiunii la care se dimensionează grătarele, la înfundare parțială poate fi limitată la 4 ... 5 m, dacă se asigură o curățire sistematică de impurități și gheață (fig. 11-76, *a*).

Pentru calculul practic se adoptă o distribuție de presiune triunghiulară, considerînd o obturare de 50% la dimensionare și de 100% la verificare (fig.11-76, *b*).

51. Curățirea grătarelor

Curățirea grătarelor este cu atît mai dificilă cu cît suprafața acestora și vitezele de acces sînt mai mari și cu cît lumina între bare este mai mică. Curățirea se poate face:

— *manual*, cu grebla, procedeu aplicat curent la grătarele de dimensiuni mici și adîncimi sub 3 m; necesită multă manoperă și prezintă riscul de a nu fi executată conștiincios; la aceste grătare înclinările merg uneori pînă la 45°;

— *hidraulic*, prin crearea unui curent invers, dinspre aducțiune spre priză, prin coborîrea nivelului de retenție; procedeul nu este sigur și se aplică numai la grătare rare;

— *prin ridicarea grătarelor înfundate*, procedeu aplicat la unele prize de adîncime echipate cu grătare coș; în timpul ridicării lor pot pătrunde în aducțiune plutitori;

— *prin balbotare cu aer comprimat* la o presiune cu circa 2 at mai mare decît cea hidrostatică;

— *mecanic*, curățirea efectuîndu-se cu greble mecanice suspendate de un cadru mobil care coboară de-a lungul grătarului (fig. 11-77, *a*); cînd grătarul este vertical, pentru culisarea greblelor se prevăd nișe în fața grătarului (fig. 11-77, *b*); cînd obturarea se face cu cantități mari de bușteni sau lemne de construcție pentru îndepărtarea lor se pot utiliza greifere de mare putere (fig. 11-77, *c*).

Deși au un cost destul de ridicat, dispozitivele de curățire mecanice se justifică economic prin faptul că mențin prizele în funcționare permanentă, evitînd perioadele de stagnare.

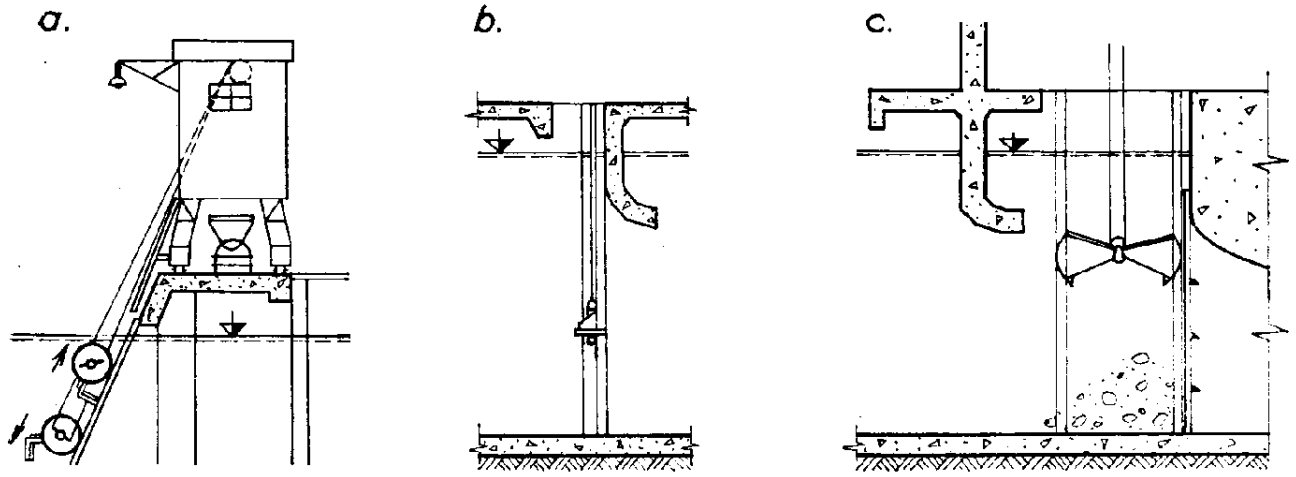


Fig. 11-77. Dispozitive mecanice de curăţat:
a — cu maşină de curăţat mobilă; *b* — cu nişe de ghidare a ghearelor; *c* — cu greifer.

Odată cu alegerea procedeului de curăţire trebuie stabilită şi modalitatea de îndepărtare a plutitorilor curăţaţi; această operaţie se poate face prin vagoneţi, sau printr-un jgheab cu debit mic de apă, dacă se evacuează numai frunze.

Verificarea gradului de înfundare al grătarului se face cu dispozitive care permit măsurarea pierderii de sarcină la intrare. Valoarea acesteia se poate transmite direct la camera de comandă a uzinei hidroelectrice.

52. Prevenirea înfundării grătarelor cu zai şi gheaţă

Pentru a evita înfundarea grătarelor cu zai, gheaţă şi zăpadă, se poate acţiona pe mai multe căi şi anume:

— evitarea contactului barelor metalice cu atmosfera; grătarul se opreşte la o adîncime de circa 0,5 m sub nivelul minim de exploatare, prevăzîndu-se la partea superioară un timpan sau un perete înecat; acestea trebuie să reziste la împingerea gheţii şi la forţele transmise prin grătar în cazul obturării; în scopul reducerii pierderilor de sarcină, timpanul se rotunjeşte la partea inferioară;

— încălzirea grătarelor, prin trecerea unui curent electric de mare amperaj direct prin bare, sau prin rezistenţe montate în golul din interiorul acestora; este necesară ridicarea temperaturii cu 0,1 ... 0,2 grade peste 0°C; puterea instalată este de circa 1 kW pentru 1 m^2 de grătar; acesta trebuie izolat, contactul cu betonul făcîndu-se prin intermediul unei bare de lemn sau a unor izolaţii de cauciuc;

— încălzirea grătarelor cu aburi sau apă caldă, atunci cînd se deserveşte sau se găseşte în apropiere o uzină termoelectrică;

— modificarea grătarelor în sezonul de iarnă, prin lărgirea distanţei dintre bare pînă la minimum 150 mm; se mai pot înlocui barele metalice cu bare de lemn sau se poate acoperi conturul lor cu cauciuc sau cu substanţe hidrofuge;

— realizarea unui ecran din bule de aer comprimat, cu ajutorul unei conducte tu orificii, aşezată pe fund, în faţa prizei; bulele de aer produc un amestec pe verticală, aducînd la suprafaţă apa mai caldă de la fund.

§ 11. CALCULE HIDRAULICE PENTRU PRIZE ȘI DESNISIPATORI

53. Transportul solid și regularizarea în dreptul prizei

— *Raportul dintre debitul captat* Q_p *și debitul de antrenare în masă a aluviunilor* Q_{cr} caracterizează posibilitatea de evacuare în bieful aval a aluviunilor prin circulație transversală.

Ținînd seama că efortul tangențial la începutul antrenării în masă a aluviunilor este după *Mayer-Peter:*

$$\tau_{cr} = 0{,}047\ (\gamma_s - \gamma)\, d_m, \tag{5}$$

unde:

γ_s — greutatea specifică a materialului de fund;
γ — greutatea specifică a apei;
d_m — diametrul mediu al aluviunilor determinat prin analiza granulometrică a mai multor probe de fund,

și că efortul tangențial exercitat de curent asupra fundului la adîncimea h și panta I are valoarea:

$$\tau = \gamma h I, \tag{6}$$

se determină:

$$h_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{\gamma I} \tag{7}$$

în sectorul de captare.

Din cheia limnimetrică se determină Q_{cr} pentru h_{cr}.

Dacă raportul $k = \dfrac{Q_{cr}}{Q_p} > 4$ este posibilă o soluție de evacuare a aluviunilor în bieful aval prin circulație transversală. Dacă $k < 4$ este necesară reducerea debitului captat, în caz contrar producîndu-se procesul de colmatare a albiei.

La prizele plasate în coturi pronunțate, sau la prizele asociate cu stăvilare cu mai multe deschideri manevrabile, raportul k se poate reduce la 2,5 ... 3.

— *Condițiile de transport din sectorul de râu* în care se prevede construcția prizei arată dacă amplasamentul este sau nu corespunzător în acest scop. Se calculează I_{cr} necesar pentru transportul aluviunilor în regim natural:

$$I_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{hI}. \tag{8}$$

Notînd cu I_{ef} panta efectivă a sectorului, sînt posibile următoarele cazuri:

$I_{ef} = I_{cr}$ — sectorul este stabil, amplasarea este posibilă;
$I_{ef} > I_{cr}$ — sectorul este în curs de erodare, amplasarea este foarte favorabilă; prin pavarea fundului cu elemente mari, acesta rămîne stabil și eroziunea este latentă;
$I_{ef} < I_{cr}$ — sectorul este în curs de colmatare, amplasarea prizei este defavorabilă.

— *Calculul lăţimii regularizării biefului amonte* se face pentru a verifica capacitatea de transport a debitului solid. Calculul se face prin încercări, stabilind pentru fiecare dintre variantele propuse adîncimile şi pantele corespunzătoare.

În cazul particular $I_{ef} = I_{cr}$, dacă supraînălţarea nivelurilor este Δh, pentru albii largi rezultă lăţimea regularizării:

$$B_r = B_{riu}\left(\frac{h}{h + \Delta h}\right)^{7/6}. \tag{9}$$

În toate cazurile lăţimea aleasă trebuie să îndeplinească şi condiţia de stabilitate, care după *Altunin* [14] este de forma:

$$\left(\frac{B_r}{h + \Delta h}\right)^m = k, \tag{10}$$

unde m şi k sînt determinaţi prin analiza sectoarelor stabile ale cursurilor de apă.

Lungimea regularizată se recomandă a fi minimum $2B_r$. Dacă digurile de acces sînt curbilinii, raza de curbură va fi egală cu $4B_r$, pentru a asigura o circulaţie transversală favorabilă prizei.

— *Calculul relaţiei debit lichid — debit solid* se face pentru a stabili condiţiile de transport ale aluviunilor tîrîte, în situaţia albiei naturale, şi a determina pe această bază măsurile de protecţie a prizei împotriva aluviunilor. Se ia în consideraţie un sector stabil al cursului de apă în care curgerea este uniformă. Majoritatea formulelor utilizate se reduc la o formă apropiată de prima relaţie propusă de *Du Boys* în 1879:

$$g_s = \psi(\tau - \tau_{cr}), \tag{11}$$

unde: ψ — factor numeric depinzînd de proprietăţile fizice ale granulelor;
g_s — debitul solid tîrît, în kg/s. m.

O formulă verificată în natură, cu bune rezultate pentru rîuri cu aluviuni grosiere, este aceea a lui *Mayer-Peter:*

$$g_s = 4{,}55\left(\frac{g}{\gamma}\right)^{1/3}(\beta\tau - \tau_{cr}), \tag{12}$$

unde τ, τ_{cr} şi γ sînt cei dinainte. Coeficientul β ţine seama că o parte din efortul tangenţial al curentului se exercită asupra malurilor şi de frecarea suplimentară produsă de dunele de pe fundul albiei:

$$\beta = \left(\frac{K}{K_s}\right)^{3/2}\frac{B}{P}, \tag{13}$$

unde: B şi P — lăţimea, respectiv perimetrul udat al albiei;

K — coeficientul lui *Strickler*, determinat în funcţie de pantă şi raza hidraulică după formula $Q = KR^{2/3}I^{1/2}$;

K_s — acelaşi coeficient pentru condiţiile unei albii cu fund plat, la care pierderile sînt produse numai de rugozitatea aluviunilor:

$$K_s = \frac{21{,}1}{d_m^{1/6}}.$$

Pentru albii largi ($B > 10\ h$) se poate lua în primă aproximaţie $\beta = 0{,}70$.

54. Pierderi de sarcină la prize și desnisipatori

La toate tipurile de prize se determină pierderile care apar datorită grătarelor, ca și cele din zona intrării. În funcție de dispoziția constructivă, acestora li se mai adaugă pierderile produse la timpanul de la intrare, la nișe, la vane, la lărgirea între secțiunea vanelor și a canalului etc.

— *Pierderea de sarcină la grătare* se calculează după relația lui *Kirschmer* [13]:

$$\Delta h_{gr} = \zeta_{gr} \frac{v_i^2}{2g} = \beta \left(\frac{s}{l} \right)^{4/3} \frac{v_i^2}{2g} \sin \alpha \qquad (14)$$

unde:

v_i — viteza de acces a curentului la grătare;

α — unghiul format de bare cu orizontala;

s — grosimea maximă a unei bare;

l — lumina între bare;

β — coeficient de formă a barelor.

Valorile coeficientului β sînt date în tabelul 11-3, în funcție de tipurile de bare (fig. 11-78).

TABELUL 11-3

Tipul de bară	*a*	*b*	*c*	*d*	*e*	*f*	*g*
β	2,42	1,83	1,67	1,03	1,00	0,76	1,70

Relația este valabilă cînd barele sînt atacate frontal de curent. În cazul cînd direcția vitezei de acces v_0 este înclinată cu un unghi φ față de frontul de captare, coeficientul de rezistență al grătarelor crește. Variația coeficientului ζ_{gr} cu un-

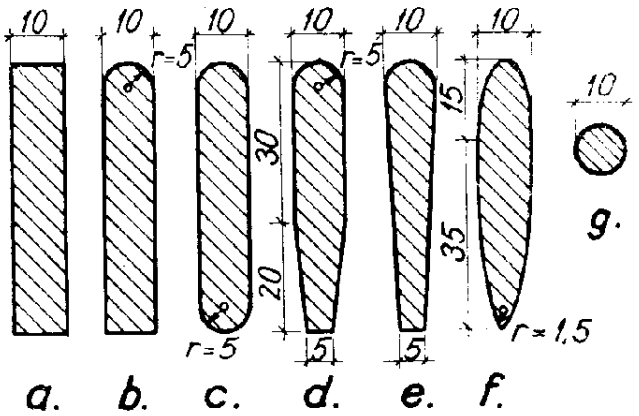


Fig. 11-78. Profile de bare pentru grătare.

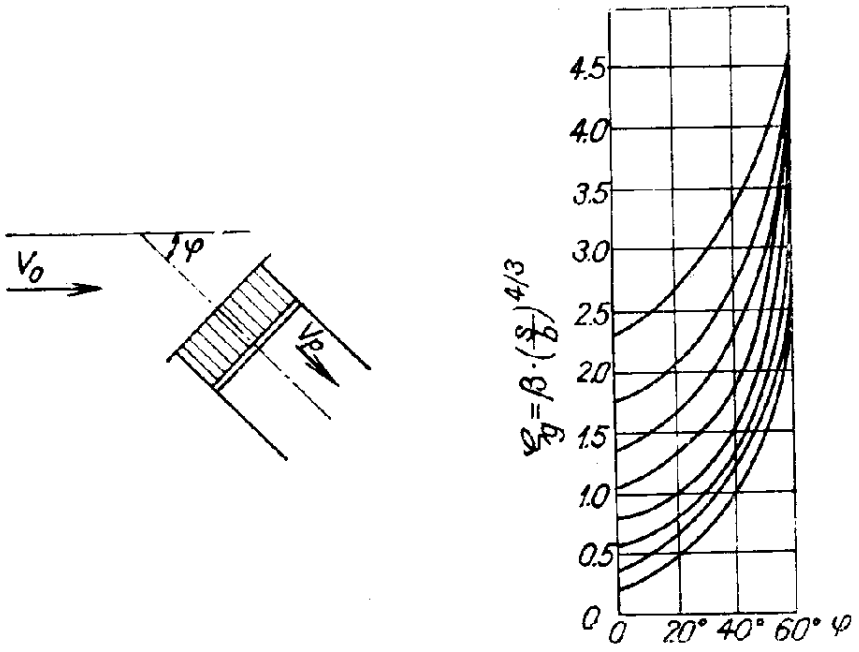


Fig. 11-79. Rezistența hidraulică a grătarelor atacate sub diverse unghiuri.

ghiul φ a fost determinată experimental și este prezentată în figura 11-79 [4]. În cazul înfundării unui grătar într-o măsură mai mare decît 20%, apar pierderi de sarcină importante.

— *Pierderea de sarcină la intrarea în priză* depinde de forma acesteia, de tipul curgerii și de lățimea albiei de acces. Pentru a evidenția influența acestor factori se prezintă în tabelul 11-4 coeficienții de pierderi de sarcină ζ_p și φ_p.

TABELUL 11-4

Tipul de priză	Forma racordului	Lățimea albiei	ζ_p	φ_p	Observații
De adîncime (aducțiune circulară)	brusc	—	0,50	0,80	nu se utilizează
	continuu	—	0,25	0,90	—
	evazat hidrodinamic	—	0,10	0,95	raza de racord egală cu raza aducțiunii
Cu nivel liber	constructiv	$B_{albie} > 5\,B_{priză}$	0,43	0,84	pragul, pilele și racordurile zidurilor de gardă nerotunjite.
	constructiv	$B_{albie} = B_{priză}$	0,12	0,94	pragul, pilele și racordurile zidurilor de gardă nerotunjite.
	hidrodinamic	—	0,08	0,96	raza de racord a pragului = $=0{,}2\,h_{prag}$; pilele cu avanbec circular; ziduri racordate.

Relația dintre ei este:

$$\varphi_p = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_p^2}},$$

iar pierderea de sarcină se exprimă prin relația:

$$\Delta h_p = \zeta_p \frac{v_p^2}{2g} \tag{15}$$

unde v_p este, pentru prize cu nivel liber, viteza din camera prizei, iar pentru prize de adîncime, viteza din galeria de aducțiune.

— *Pierderile de sarcină la timpan* depind de gradul de contracție cauzat de acesta. Dacă se notează cu ξ scufundarea relativă a timpanului față de adîncimea peste pragul prizei, coeficientul de rezistență locală a timpanului este:

$$\zeta_t = 0{,}8 \left(\frac{\xi}{1 - \xi}\right)^2 \tag{16}$$

și pierderea de sarcină:

$$\Delta h_t = \zeta_t \frac{v_p^2}{2g}. \tag{17}$$

Pentru un timpan cu muchie rotunjită valorile coeficientului de pierdere ζ_t sînt date în tabelul 11-5.

TABELUL 11-5

ξ	0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
ζ_t	0	0,05	0,09	0,15	0,23	0,36

— *Pierderea de sarcină la nișele* vanei sau batardoului depinde de raportul dintre lățimea nișei l_n și adîncimea ei e_n:

$$\Delta h_n = \zeta_n \frac{v_p^2}{2g} = 0{,}027 \frac{l_n}{e_n} \frac{v_p^2}{2g}. \tag{18}$$

— *Pierderea de sarcină la stavile sau vane*, depinde de tipul de priză.

La prize cu nivel liber pierderea dată de stavilele plane este funcție de mărimea nișelor și se calculează cu aceeași formulă ca pierderea în nișe.

La prizele sub presiune, pierderile de sarcină corespunzătoare vanei deschise depind de tipul vanei:

$$\Delta h_v = \zeta_v \frac{v_r^2}{2g}, \tag{19}$$

unde v_r este viteza în secțiunea vanei, iar ζ_v, este dat în tabelul 11-6.

TABELUL 11-6

Tipul vanei	plană	fluture	cilindrică	segment
ζ_v	0,25	0,16	1,30	0,17

— *Pierderea în zona de racord* cu desnisipatorul, cu canalul de aducțiune, sau cu vanele de admisie în acestea, este importantă cînd racordul este divergent. Pierderea se calculează cu formula lui *Borda*, admițînd un coeficient de reducere η care depinde de unghiul θ al racordului:

$$\Delta h_r = \eta \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}, \tag{20}$$

unde v_1 și v_2 sînt vitezele înainte și după racord. Valorile coeficientului de reducere sînt date în tabelul 11-7.

TABELUL 11-7

θ	5°	10°	15°	30°	40°	50°
η	0.13	0.17	0.26	0.71	0.90	1

În zonele de îngustare pierderile sînt mai mici și se pot calcula cu $\zeta_r = 0{,}05 \ldots 0{,}10$, în funcție de forma racordului. Coeficientul se raportează la energia cinetică din secțiunea contractată.

— *Pierderile prin frecări* se iau în considerație la prizele cu camere relativ lungi, sau unde acestea sînt combinate cu desnisipatori. Ele se calculează cu relațiile uzuale pentru canale cu nivel liber. La desnisipatori, spre deosebire de priză, se ia în considerare o rugozitate mai mare ($n = 0{,}025$) produsă de depunerile aluvionare.

Pierderile locale la desnisipatori cauzate de zona de racord, timpan, vanele de intrare, nișe și grătarele de liniștire, se pot calcula cu aceleași relații ca mai înainte.

55. Calculul nivelului în camera prizei la prizele cu nivel liber

Un prim mod de calcul al nivelului constă în determinarea cotei liniei energetice, în secțiunea prizei, pornind de la nivelul din lac Z_0 și de la energia cinetică a curentului de acces $\frac{v_0^2}{2g}$:

$$Z_p = Z_0 + \frac{v_0^2}{2g} \cos\theta - \Sigma \Delta h_{ri}, \tag{21}$$

unde θ este unghiul axei prizei cu curentul principal din albie, iar $\Delta h_{ri} = \zeta_i \frac{v_i^2}{2g}$ este pierderea corespunzătoare fiecărui element intermediar al prizei pînă la secțiunea considerată.

Cunoscînd cota liniei energetice se determină înălțimea energetică H, iar adîncimea corespunzătoare h_p se determină din:

$$H = h_p + \frac{v_p^2}{2g}. \tag{22}$$

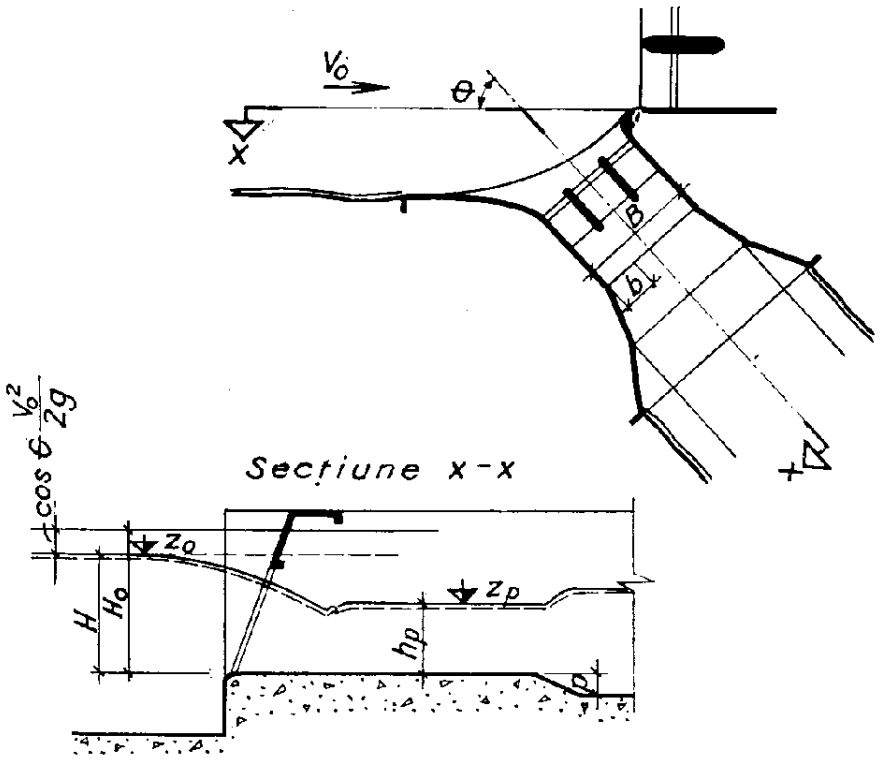


Fig. 11-80. Schema de calcul a nivelului la captare.

Al doilea mod de calcul face analogia dintre curgerea în priză și cea peste un deversor cu prag lat [4] (fig. 11-80).

În acest caz se aplică formula:

$$Q = \varphi' B h_p \sqrt{2g(H_0 - h_p)} \tag{23}$$

unde:

$$H_0 = h_0 + \frac{v_0^2}{2g}\cos\theta,$$

φ' este coeficientul de viteză $= \dfrac{1}{\sqrt{1 + \Sigma\zeta_i^2}}$.

Se observă că:

$$H_0 - h_p = Z_0 - Z_p + \frac{v_0^2}{2g}\cos\theta$$

și deci relațiile (21) și (23) sînt echivalente întrucît există relația:

$$\Sigma\Delta h_{ri} = \frac{1}{\varphi'^2}\left(\frac{Q}{Bh_p}\right)^2 \frac{1}{2g}.$$

Primul mod de calcul este mai laborios dar prezintă următoarele avantaje:

— poate fi aplicat și pentru determinarea nivelului la începutul canalului de aducțiune;

— evaluarea pierderilor Δh_{ri}, produse de fiecare element, permite să se stabilească direcția în care trebuie făcute eventuale modificări constructive pentru micșorarea lor.

56. Calculul conductelor și galeriilor de spălare

— *Pentru conductele de spălare* a aluviunilor reținute de capcana de pietriș de pe pragul prizei, singura condiție care se pune este ca viteza în conductă să permită antrenarea celor mai mari aluviuni care pot pătrunde în priză. Notînd cu d_{max} diametrul lor, pe baza încercărilor de laborator condiția este ca:

$$u_s \geqslant \sqrt{g d_{max}},$$

unde u_s — viteza în conducta de spălare.

— *La prizele cu galerii de spălare* debitul solid G_s pe care îl transportă galeriile trebuie să fie mai mare decît debitul solid atras spre priză, iar secțiunile orificiilor de intrare să fie suficient de mari ca să nu prezinte pericol de înfundare [15].

În cazul cînd există o galerie colectoare racordată la o serie de orificii sub prag, galeria are un sector de colectare de lungime l_1 și un sector de evacuare l_2 (fig. 11-81). În primul sector secțiunea crește liniar de la Ω_0 la Ω_2, după care rămîne constantă. Legea de creștere a secțiunii este:

$$\Omega_x = \Omega_0 + (\Omega_2 - \Omega_1)\frac{x}{l_1}. \tag{25}$$

Cele n orificii se dimensionează astfel ca debitele corespunzătoare să fie egale, ceea ce face ca debitul să crească liniar în lungul conductei și deci viteza u să fie de asemenea constantă.

Debitul total al conductei, care este debitul de spălare, este dat de relația:

$$Q_s = \frac{\Omega_2}{\sqrt{1{,}50 + \frac{\lambda}{4R_2}(2l_1 + l_2)}}\sqrt{2g\,\Delta Z_{min}}, \tag{26}$$

unde:

ΔZ_{min} — căderea sub care lucrează conducta de spălare, corespunzătoare nivelurilor aval maxime la care trebuie asigurată funcționarea;

R_2 — raza hidraulică corespunzătoare secțiunii Ω_2;

λ — coeficientul de frecare corespunzător rugozității create de aluviunile de fund; diametrul corespunzător procentului de 70% al acestora, d_{70}, poate fi admis ca asperitate echivalentă în formula lui *Nikuradze:*

$$\lambda = \frac{1}{\left(2\lg\frac{2R_2}{d_{70}} + 1{,}74\right)^2}. \tag{27}$$

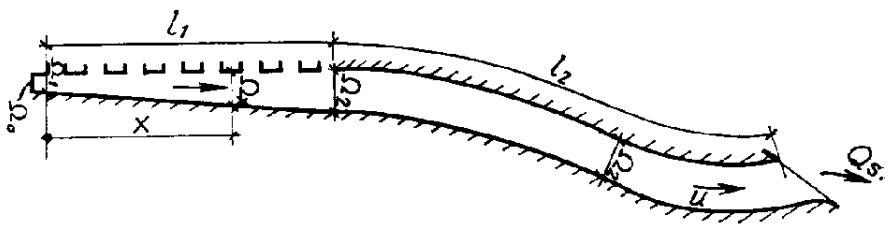


Fig. 11-81. Schema de calcul a galeriilor de spălare.

Cînd galeriile sînt independente, o galerie de secțiune Ω, lungime l și rază hidraulică R conduce un debit de spălare:

$$Q_{si} = \frac{\Omega}{\sqrt{1{,}50 + \frac{\lambda}{4R} l}} \sqrt{2g\,\Delta Z_{min}}, \tag{28}$$

iar debitul total $Q_s = \sum_1^n Q_{si}$.

Pe de altă parte, după studiile efectuate în laboratoarele VNIIG [10], debitul solid G_s pe care îl poate transporta prin antrenare de fund conducta dreptunghiulară de înălțime h_c este funcție de viteza u în conductă și de diametrul mediu d_m al particulelor:

$$\frac{G_s}{Q_s} = 5\frac{d_m}{h_c}\left[\left(\frac{u}{\sqrt{gd_m}}\right)^2 - 3\frac{u}{\sqrt{gd_m}}\right] \tag{29}$$

și de aici se deduce G_s, în kg/s (la n galerii debitul $G_s = nG_{si}$).

Raportul dintre debitul solid atras spre priză G_p și cel afluent G este egal cu raportul dintre lățimea curentului de fund și lățimea albiei. După *Saumian* [15]:

$$\frac{G_p}{G} = 1{,}15\left(\frac{Q_p + Q_s}{Q} + 0{,}35\right), \tag{30}$$

în care: Q_p — debitul prizei, Q_s — debitul galeriei (sau galeriilor) de spălare și Q — debitul afluent al rîului.

Condiția care se pune este:

$$G_s > G_p. \tag{31}$$

La oricare din variante se mai adaugă condiția ca viteza din galerii să asigure antrenarea particulei maxime pătrunse:

$$u_s \geqslant 3\sqrt{gd_{max}}. \tag{32}$$

Secțiunea unuia dintre orificii, pentru a nu prezenta pericol de înfundare trebuie să fie:

$$\omega_i = \frac{\frac{1}{n} Q_s}{\mu\sqrt{2g\,\Delta Z_i}}, \tag{33}$$

unde:

n — numărul total al orificiilor;

μ — coeficientul de debit, care după experimentările ISPH variază în funcție de raportul între viteza din orificiu și cea din conductă ($\mu = 0{,}34 \ldots 0{,}40$);

ΔZ_i — diferența de presiune sub care lucrează orificiul:

$$\Delta Z_i = \left(1 + \zeta_0 + \sum_1^i \frac{\lambda \Delta l_i}{4R}\right)\frac{u_s^2}{2g}; \tag{34}$$

ζ_0 — coeficient de pierdere de sarcină în primul orificiu ($\approx 0{,}50$);

Δl_i — distanța între două orificii.

57. Calculul prizelor de fund

Pentru fixarea lungimii grătarului care acoperă priza trebuie determinată capacitatea de înghițire a acestuia, respectiv relația între debitul specific și lungimea lamei. Practic se adoptă un debit specific funcție de lățimea prizei și debitul captat, după care se determină lungimea grătarului.

O primă metodă pornește de la analogia curgerii prin grătar cu aceea printr-un orificiu, admițîndu-se pentru debitul corespunzător unei lungimi dx relația (fig. 11-82):

$$dq = \mu \frac{s}{s+t} \sqrt{2gh_1}\, dx, \tag{35}$$

unde:

μ — coeficientul de debit, găsit experimental, funcție de forma barelor, de pantă și de înălțimea h_1 a lamei pe grătar;

t — lățimea maximă a unei bare;

s — lumina între bare.

Presupunînd pierderile pe grătar nule, adică:

$$\frac{d}{dx}\left(h + \frac{v^2}{2g}\right) = 0 \tag{36}$$

se ajunge la o ecuație diferențială a formei suprafeței libere care nu este integrabilă decît pentru grătarul orizontal. Pentru grătarele înclinate integrarea se poate efectua prin diferențe finite [16].

Suprafața liberă se poate determina expeditiv cu ajutorul unor curbe date în coordonate adimensionale, similare celor folosite pentru lamele deversante. Aceste curbe s-au elaborat pe baza unor experiențe din străinătate și din laboratorul I.S.P.H. [16] pentru diferite pante, înălțimi de prag p, și valori $\varepsilon = \frac{s}{s+t}$, conform cu cele prezentate în figura 11-83.

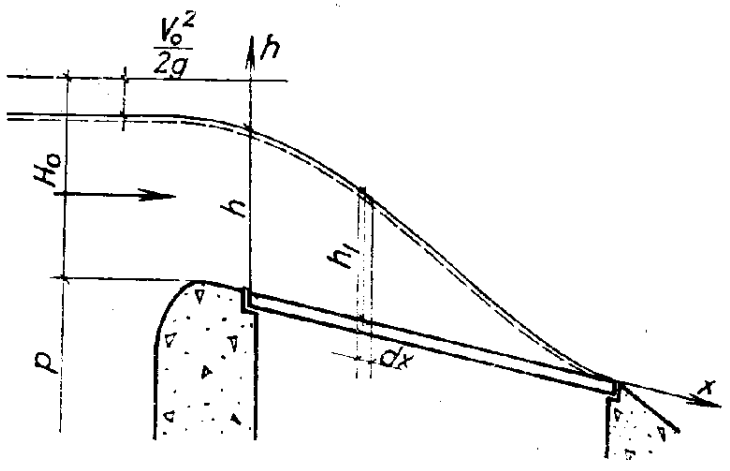


Fig. 11-82. Notații pentru calculul grătarelor de fund.

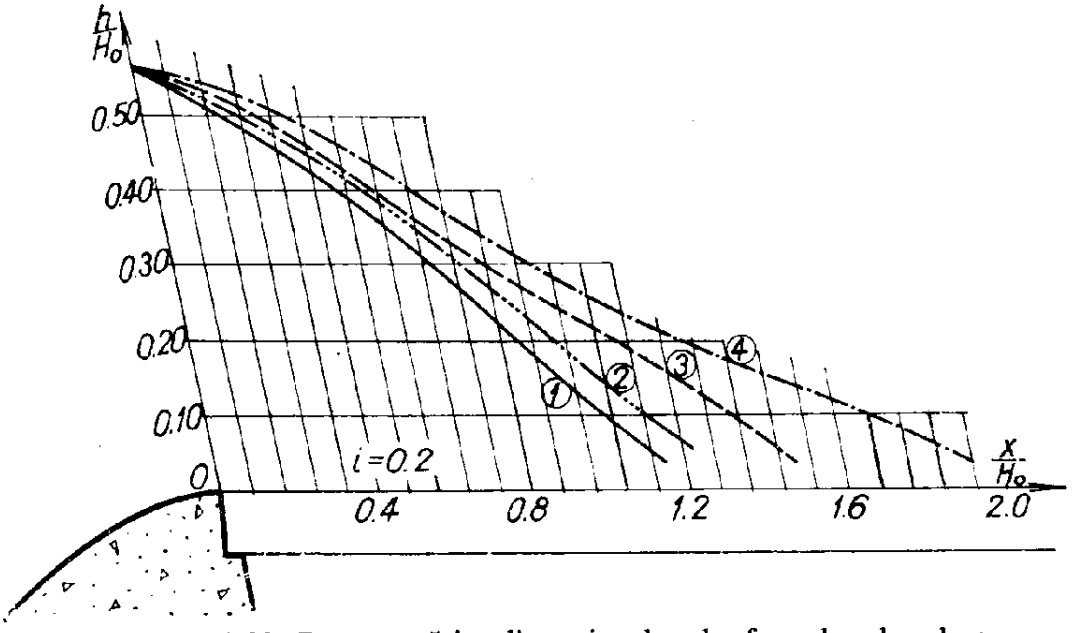


Fig. 11-83. Reprezentări adimensionale ale formelor lamelor:
1 — $\varepsilon = 0{,}80$ $p = 0{,}7$;
2 — $\varepsilon = 0{,}71$ $p = 0{,}7$;
3 — $\varepsilon = 0{,}60$ $p = 0{,}7$;
4 — $\varepsilon = 0{,}44$ $p = 0{,}7$;

Pe baza aceloraşi experienţe se recomandă o formulă empirică care dă direct lungimea L a lamei, funcţie de debitul specific, pînă în punctul în care h devine neglijabil:

$$L = K\left(\frac{s}{s+t}\right)H_0, \tag{37}$$

unde:

H_0 — înălţimea energetică la începutul grătarului, care se poate lua:
$H_0 = 1{,}37\,h_{cr}$ pentru $i = 0 \ldots 0{,}2$ şi $p \neq 0$;
$H_0 = 1{,}45\,h_{cr}$ pentru $i = 0{,}2$ şi $p = 0$;
(h_{cr} este adîncimea critică pe pragul prizei);

K — un coeficient numeric, care se poate lua:
$K = 0{,}88$ pentru $i = 0$ cu $\frac{s}{s+t} < 0{,}28$,
sau $i < 0{,}2$ şi $0{,}16 < \frac{s}{s+t} < 0{,}80$;
$K = 0{,}80$ pentru $i = 0$ cu $\frac{s}{s+t} > 0{,}40$;

i — panta grătarului de fund;

p — înălţimea pragului prizei.

Dimensionarea canalului colector se face prin încercări. Se calculează nivelul la capătul aval pe baza condiţiilor de ieşire prevăzute (deversor, timpan cu gol de fund, nivel în desnisipator). Se verifică ca nivelul corespunzător la capătul amonte să nu înece grătarul.

58. Calculul desnisipatorilor orizontali

Dimensionarea desnisipatorilor constă în stabilirea lungimii necesare pentru depunerea particulelor cu diametrul mai mare decît cel stabilit prin analiza condițiilor de funcționare.

Unui anumit diametru de particulă îi corespunde o viteză de cădere în apă liniștită, denumită și *mărime hidraulică*. Valorile acestei viteze w, se determină experimental și sînt date prin formule empirice sau tabele. Cîteva valori caracteristice sînt prezentate în tabelul 11-8.

TABELUL 11-8

d (mm)	0.05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
w (cm/s)	1,73	6,92	15,60	21,60	27,00	32,40	37,80	43,20
d (mm)	0,45	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,25
w (cm/s)	48,60	54,00	64,80	73,20	80,70	87,50	94,40	110,00

Admițînd cazul teoretic al curentului orizontal cu vitezele uniform repartizate și constante în timp, compunerea acestor viteze cu viteza de cădere conduce la o traiectorie rectilinie. Lungimea desnisipatorului, corespunzătoare particulei minime care trebuie reținută va fi dată de relația:

$$L_t = \frac{Hv}{w_0}, \tag{38}$$

unde:

H — adîncimea pe care cade particula, egală cu diferența dintre adîncimea desnisipatorului și adîncimea volumului mort rezervat depunerilor;

v — viteza medie a curentului în desnisipator;

w_0 — mărimea hidraulică a particulei minime ce trebuie reținută.

Înlocuind viteza $v = \frac{Q}{\Omega}$ prin raportul dintre debitul și aria desnisipatorului și pe $w_0 = \frac{H}{T_s}$, T_s fiind timpul de sedimentare, rezultă relația de dimensionare:

$$QT_s = \Omega L \tag{39}$$

sau cu un coeficient de siguranță:

$$(1{,}2 \ldots 1{,}5)QT_s = \Omega L. \tag{40}$$

După cum s-a arătat la analiza calitativă a fenomenului de sedimentare, particulele sînt însă deviate de la traiectoria rectilinie, datorită distribuției neuniforme a vitezelor și mai ales din cauza turbulenței. Distanțele la care ating fundul diferă de la o particulă la alta. Prin experiențe repetate s-a constatat că numărul particu-

lelor care cad pe o anumită zonă a fundului, variază de-a lungul acestuia după o curbă de distribuție normală de tip *Gauss*, avînd ecuația:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{x^2}{2\sigma^2}}, \tag{41}$$

în care σ este abaterea medie pătratică, iar originea axei corespunde punctului de cădere al particulei considerînd traiectoria rectilinie teoretică.

Condiției de reținere a unui procent dat P, de exemplu 80 sau 90% din totalul particulelor, îi corespunde o distanță x_p. Suprafața din curba de distribuție pînă la această distanță reprezintă tocmai procentul ales P din suprafața curbei de distribuție. P este de fapt asigurarea depunerii și are valoarea:

$$P = \int_{-\infty}^{x_p} f(x)\,dx = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \int_{-\infty}^{x_p} e^{-\frac{x^2}{2\sigma^2}}\,dx. \tag{42}$$

Lungimea corespunzătoare se determină după formula:

$$L = \frac{Hv}{w_0} + x_p = \alpha_p \frac{Hv}{w_0}, \tag{43}$$

unde α_p este un coeficient de corecție pentru acțiunea turbulenței; acesta depinde de caracteristicile curgerii și de asigurarea P.

Deoarece pentru aluviunile depuse pe fund determinarea abaterii medii pătratice σ este dificilă, *Velikanov* și *Zegjda* au abordat problema indirect [15]. Ei au făcut experiențe cu bule de lichid colorat, cu greutatea specifică egală cu aceea a apei, și au constatat că la o distanță anumită ele capătă față de orizontală diferite abateri y, distribuite de asemenea după o curbă *Gauss*. Abaterea pătratică medie se determină relativ ușor prin observații directe într-un canal vitrat.

Dacă particulele grele în suspensie au, datorită turbulenței, abateri similare de la traiectoria teoretică rectilinie, rezultă că la distanța L de la intrarea în cameră vor atinge fundul toate particulele pentru care:

$$\frac{Lw}{v} + y \geqslant H$$

sau (44)

$$y \leqslant \frac{Lw}{v} - H.$$

Procentul particulelor care îndeplinesc această condiție este dat de o relație de probabilitate totală similară:

$$P = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\sigma} \int_{-\infty}^{\frac{Lw}{v} - H} e^{-\frac{y^2}{2\sigma^2}} dy. \tag{45}$$

Pe baza legăturii $\sigma = f(L)$, determinată experimental, s-a întocmit cu relația de mai sus abaca de calcul din figura 11-84, recomandată și de normele [10] pentru

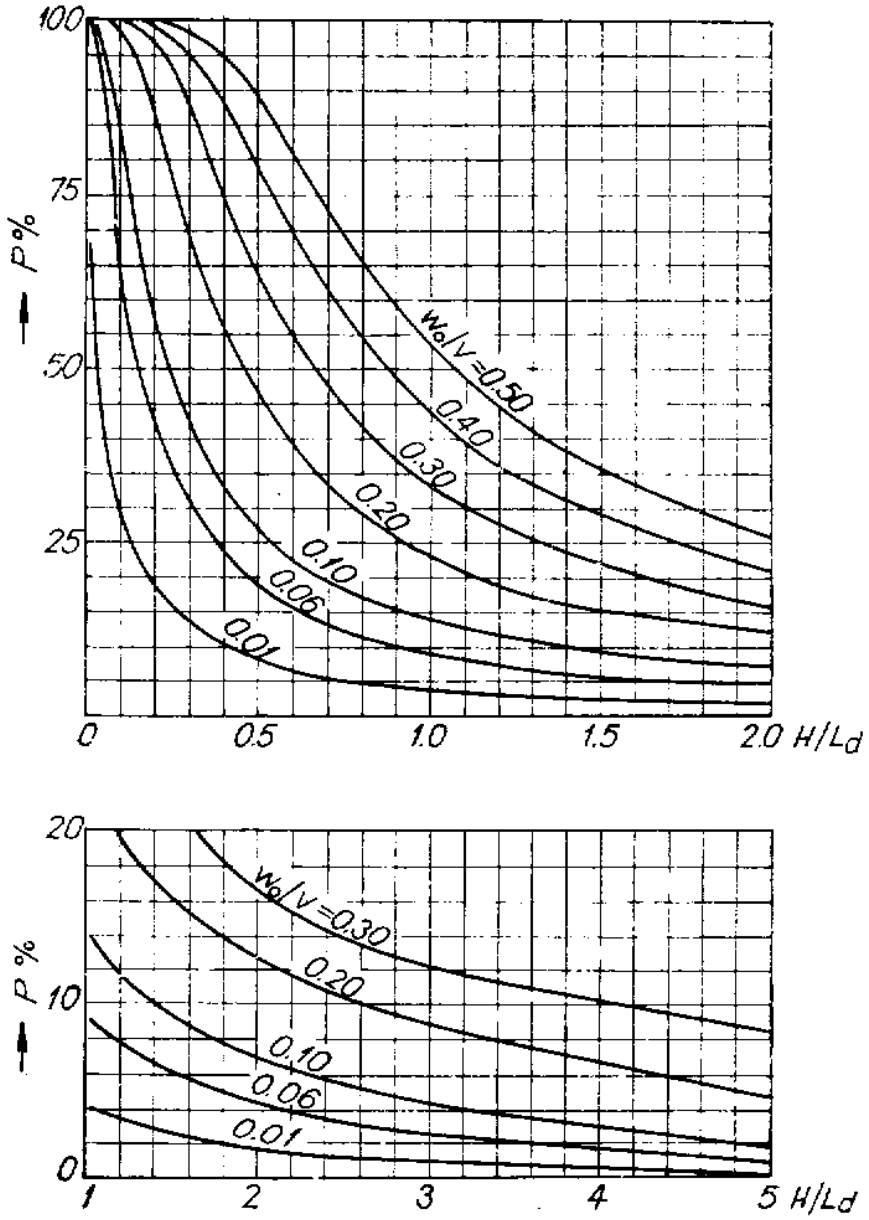


Fig. 11-84. Abacă pentru calculul desnisipatorilor.

desnisipatorii din U.R.S.S. În diagramă se dă raportul H/L_d (L_d — lungimea desnisipatorului) în funcţie de asigurarea P, luîndu-se ca parametru raportul $\frac{w_0}{v}$.

O altă metodă utilizată în special în S.U.A. este cea propusă de *Camp* [17]. Se pleacă de la ipoteza *Rouse — Schmid* după care, prin analogie cu fenomenul de difuzie, se admite că numărul particulelor care se ridică sub acţiunea turbulenţei este proporţional cu variaţia concentraţiei pe verticală $\frac{dc}{dy}$ şi cu coeficientul de viscozitate aparentă:

$$\varepsilon = \frac{\tau}{\rho \frac{dv}{dy}}.$$

Numărul particulelor care cad este proporțional cu concentrația c și cu viteza de cădere w. Într-un curent în care nu se produc depuneri, aceste două cantități sînt egale:

$$wc = -\varepsilon \frac{dc}{dy} \text{ sau:} \tag{46}$$

$$\varepsilon \frac{dc}{dy} + wc = 0. \tag{47}$$

Făcînd un bilanț similar într-un curent în care nu există acest echilibru și în care are loc deci o variație a concentrației în lungul curgerii, se obține după simplificări ecuația:

$$v \frac{\partial c}{\partial x} = \varepsilon \frac{\partial^2 c}{\partial y^2} + w \frac{\partial c}{\partial y}. \tag{48}$$

Considerînd repartiția vitezelor uniformă și ε constant, *Camp* a stabilit o relație între debitul solid în suspensie la intrare și cel de la ieșirea din sectorul de lungime L, de forma:

$$\frac{G_s \text{ ieșire}}{G_s \text{ intrare}} = f\left(\frac{w}{v^*}, \frac{wL}{vH}\right), \tag{49}$$

unde v este viteza de frecare dinamică dată de relația:

$$v^* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} = \sqrt{\frac{\lambda}{8}}. \tag{50}$$

Raportul debitului solid de intrare și ieșire este de fapt $1 - P$, unde P este asigurarea, așa că metodei *Camp* îi corespunde un grafic de calcul similar cu cel al lui *Velikanov* (fig. 11-85). În acest grafic se dă P în funcție de $\frac{w}{v^*}$, luîndu-se ca parametru $\frac{wL}{vy} = \alpha$, unde y este adîncimea netă a desnisipatorului, L lungimea acestuia și v este viteza medie în desnisipator.

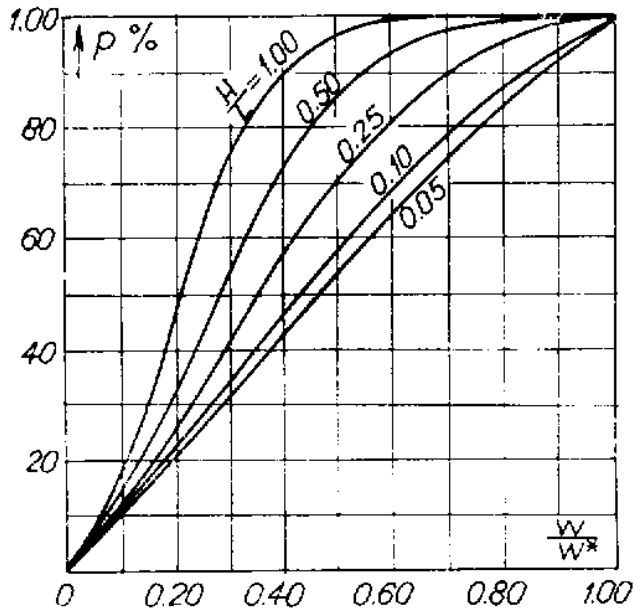


Fig. 11-85. Diagrama de calcul a desnisipatorilor după Camp.

De remarcat că ambele metode au la bază ipoteze simplificatoare care le dau un caracter aproximativ. Se recomandă calculul lungimii cu metoda care dă rezultate acoperitoare, adoptînd pentru viteze mici în desnisipatori metoda *Camp*, iar pentru viteze mari metoda lui *Velikanov*.

Adîncimea H a desnisipatorilor se admite într-o primă etapă de 3 ... 5 m, prin similitudine cu alți desnisipatori executați.

Lăţimea B se determină după relaţia:

$$B = \frac{Q}{H_n v}, \tag{51}$$

unde H_n este adîncimea netă (scăzînd din H adîncimea volumului mort), pentru viteza orizontală v recomandîndu-se:

$d > 0{,}25 \ldots 0{,}40$ mm $\quad v = 0{,}25 \ldots 0{,}50$ m/s;

$d = 0{,}70$ mm $\quad v = 0{,}70 \ldots 0{,}80$ m/s.

59. Calculul volumului de aluviuni depus

Se cere determinarea volumului de aluviuni depus într-un interval de timp Δt. Se determină pentru fiecare fracţiune procentul de depuneri P_i corespunzător lungimii adoptate a camerii. Dacă, în curentul care intră în desnisipator, procentul din compoziţia granulometrică corespunzător fracţiunii respective, conduce la un debit solid G_{si} (kg/s), volumul depunerilor rezultă:

$$W = \frac{\Delta t}{\gamma_d} \sum P_i G_{si}, \tag{52}$$

unde $\gamma_d = 1{,}3 \ldots 1{,}6$ kg/m^3 este greutatea volumetrică a depunerilor. În mod similar se determină şi durata de aluvionare a unui volum mort dat. Pe măsura colmatării înălţimea de cădere a particulelor se reduce, dar pentru H se poate admite o valoare medie.

60. Calculul spălării desnisipatorilor continui

Calculul spălării comportă determinarea secţiunii canalului colector şi a orificiilor de colectare (interspaţiile dintre plăcile grătarului) de la fundul desnisipatorului.

Debitul de spălare Q_s este 10 ... 15% din debitul care trece prin desnisipator, valoarea superioară adoptîndu-se pentru căderi disponibile mici.

Se admite iniţial în canalul de spălare o viteză $u_s = 1{,}3 \ldots 2{,}0$ m/s; se calculează secţiunea iniţială a acestuia pentru $\frac{1}{3} Q_s$ şi cea finală pentru întreg debitul Q_s; între cele două secţiuni se admite o variaţie liniară a debitului [15].

Materialul spălat fiind destul de fin se admite transportul acestuia în suspensie. Turbiditatea amestecului în canalul colector de spălare se determină, pe baza celor arătate mai înainte, cu relaţia:

$$p = 100 \frac{\sum P_i G_i}{Q_s} \ (\%). \tag{53}$$

Capacitatea de transport în suspensie a amestecului se verifică cu formula lui *Knoroz* [18]:

$$u_s > u_{cr} = w_m \sqrt[6]{p^{-1}} \sqrt{\frac{D}{d_m}} \tag{54}$$

unde:

d_m și w_m — diametrul, respectiv mărimea hidraulică medie a depunerilor;
D — diametrul canalului colector la capătul aval (dacă secțiunea este dreptunghiulară se ia $D = 4R$).

Distanța dintre pale se alege de 1 ... 2 m, rezultînd numărul n al orificiilor și distanța Δl între acestea. Secțiunea unui orificiu se determină cu relația:

$$\omega_i = \frac{\frac{4}{5}\frac{Q}{n-1}}{\mu\sqrt{2g\Delta Z_i}} \tag{55}$$

cu μ și ΔZ_i determinați la fel ca pentru orificiile de spălare de la prizele cu galerii de spălare.

61. Calculul spălării desnisipatorilor intermitenți

Calculul spălării comportă determinarea timpului de spălare care indică durata scoaterii din funcțiune a camerelor. Se consideră că volumul mort este colmatat cu particule avînd diametrul mai mare de 0,5 mm (ipoteză acoperitoare). Antrenarea în timpul spălării se face prin transport de fund, schema fiind cea arătată în figura 11-86. Panta depozitului se reduce treptat prin antrenarea unor tranșe prismatice [11].

Debitul solid G_s variază în timpul spălării, fiind egal la un moment dat, conform unor experiementări, cu:

$$G_s = 1{,}34\,\gamma_d Q_s \left(\frac{H}{L}\right)^{1,3} \left(\frac{Q_s^2}{gBd^3}\right)^{0,025}, \tag{56}$$

unde:

Q_s — debitul de spălare;
B — lățimea depozitului;
H, L — înălțimea și lungimea depozitului în momentul considerat;
d — diametrul mediu al particulelor depozitului;
γ_d — greutatea volumetrică a depunerilor.

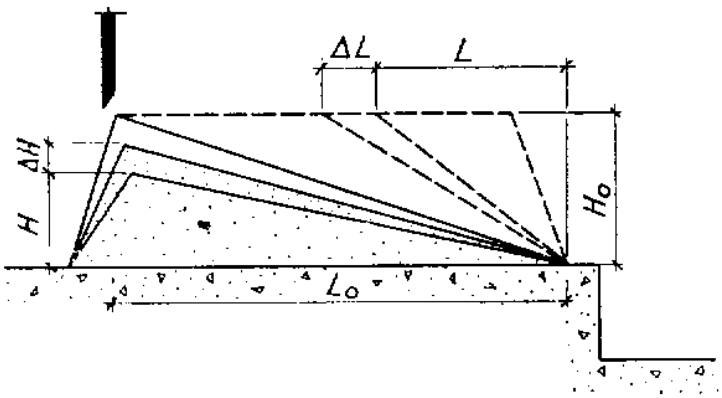


Fig. 11-86. Schema de spălare a desnisipatorilor intermitenți.

În timpul spălării se disting două faze. În faza întîi înălțimea depozitului este constantă și egală cu H_0. În intervalul Δt se antrenează o tranșe avînd la partea superioară lățimea ΔL. Rezultă:

$$G_s \Delta t = \frac{\gamma_a}{2} B H_0 \Delta L. \tag{57}$$

În faza a doua, înălțimea depozitului scade în timpul t cu ΔH și se poate admite:

$$G_s \Delta t = \frac{\gamma_a}{2} B L \Delta H. \tag{58}$$

Cu ajutorul acestor relații calculul se face tabelar, stabilind și variația raportului G_s/Q_s care indică eficacitatea spălării sau *randamentul*. Elementele de calcul cuprinse în tabel sînt indicate în continuare:

t	Δt	H	L	H/L	G_s	ΔH	ΔL	$\frac{G_s}{Q_s}$

În realitate, datorită manevrei vanelor și altor cauze de exploatare, durata spălării poate fi cu pînă la 100% mai mare decît cea calculată.

Viteza în conducta de evacuare trebuie să fie suficient de mare pentru a asigura transportul debitului solid maxim din prima fază a spălării, calculat după *Knoroz*

§ 12. PRIZE EXECUTATE ÎN ROMÂNIA

62. Prize de rîu cu nivel liber

Priza *Doicești pe Ialomița* asigură captarea unui debit de 7 m³/s pentru termocentrala Doicești. Derivația se face cu un baraj deversor fără stavile. Lîngă priză sînt trei deschideri de spălare, prevăzute cu stavile plane de 5 m lățime. Spălarea aluviunilor este asigurată prin două galerii de spălare situate sub pragul prizei și printr-o avanpilă înecată care permite un acces favorabil al curenților spre intrare (fig. 11-87).

În exploatare, în perioadele de ape mici se folosesc galeriile de spălare, iar în timpul viiturilor se manevrează intermitent stavilele deschiderilor de spălare. Spălarea este asigurată în bune condițiuni. Observațiile făcute în mai mulți ani de funcționare a prizei au evidențiat însă și o serie de deficiențe, care trebuie înlăturate la alte lucrări:

— datorită faptului că lipsesc lucrările de regularizare în bieful amonte și că barajul are o lățime mai mare decît albia stabilă, s-a produs colmatarea în circa 2 ani, formîndu-se brațe secundare; în perioadele de ape mici au loc deversări prin acestea, la malul opus prizei;

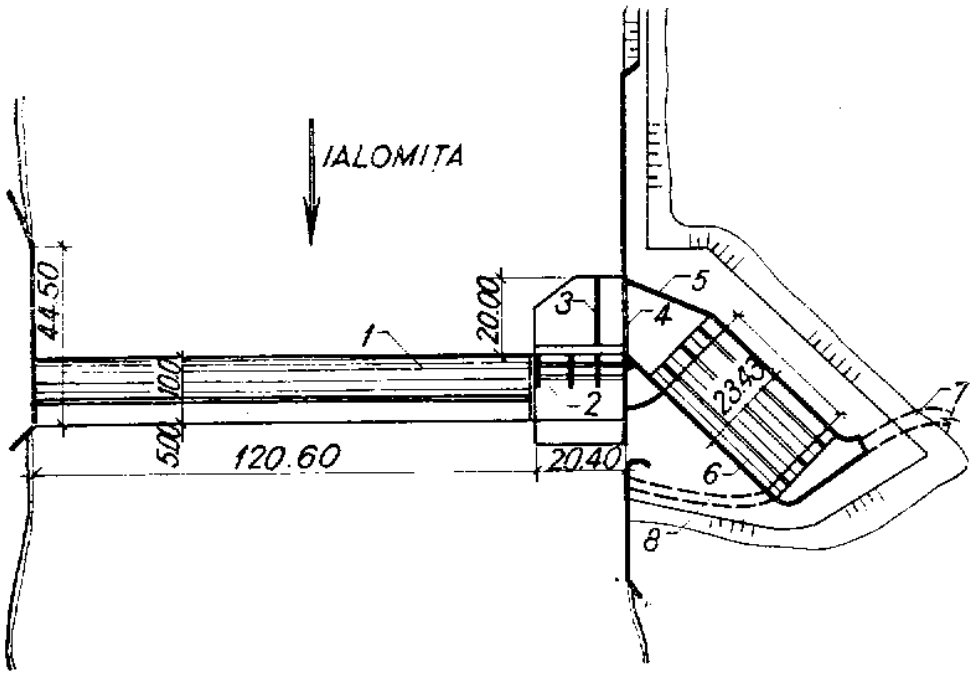


Fig. 11-87. Priza termocentralei Doicești:
1 — baraj deversor; *2* — deschideri de spălare; *3* — avanpilă; *4* — grătar; *5* — camera prizei; *6* — desnisipator; *7* — aducțiune; *8* — canal de spălare.

— în perioada de oprire a tranzitului de aluviuni, s-a produs o eroziune generală a fundului în bieful aval, coborîndu-se nivelurile și impunîndu-se noi consolidări în aval de disipator;

— în camera prizei se produc vîrtejuri laterale, iar depunerile nu pot fi evacuate prin orificiile de spălare care sînt prea mici.

Priza *Piatra Neamț pe Bistrița* asigură captarea a 84 m^3/s pentru uzina hidroelectrică Piatra Neamț. Fiind cea mai din amonte dintre prizele uzinelor de pe Bistrița aval, s-au luat măsuri împotriva aluviunilor tîrîte fără a se construi însă un desnisipator, deoarece s-a contat pe efectul de reținere al lacului din amonte. Pentru a asigura antrenarea aluviunilor tîrîte, lățimea barajului cu stavile este de 100 m, iar digurile laterale au un traseu care realizează viteze apropiate de cele din situația naturală. Spălarea zonei din fața prizei se face cu contribuția unei avanpile înecate de 50 m lungime. Pentru spălarea camerei prizei s-a prevăzut o vană de fund, radierul camerei fiind înclinat spre aceasta (fig. 11-88).

În acest caz, pentru ca spălarea să fie eficace este necesar ca ea să fie făcută la niveluri amonte mai coborîte și cu debite limitate, la care orificiul să nu fie pus sub presiune. Observațiile făcute în decursul mai multor ani de exploatare au arătat că în urma acestor măsuri nu s-au produs colmatări. Au fost totuși constatate unele deficiențe și anume:

— curățirea manuală a grătarului a produs în unele perioade colmatări parțiale, care limitează debitul captat; pentru remediere s-a prevăzut ulterior o mașină de curățat;

— funcționarea vanei de spălare a camerei prizei, la niveluri amonte ridicate, a provocat eroziuni mari; această manevră, făcută contrar indicațiilor, a necesitat o consolidare cu blocuri mari de piatră.

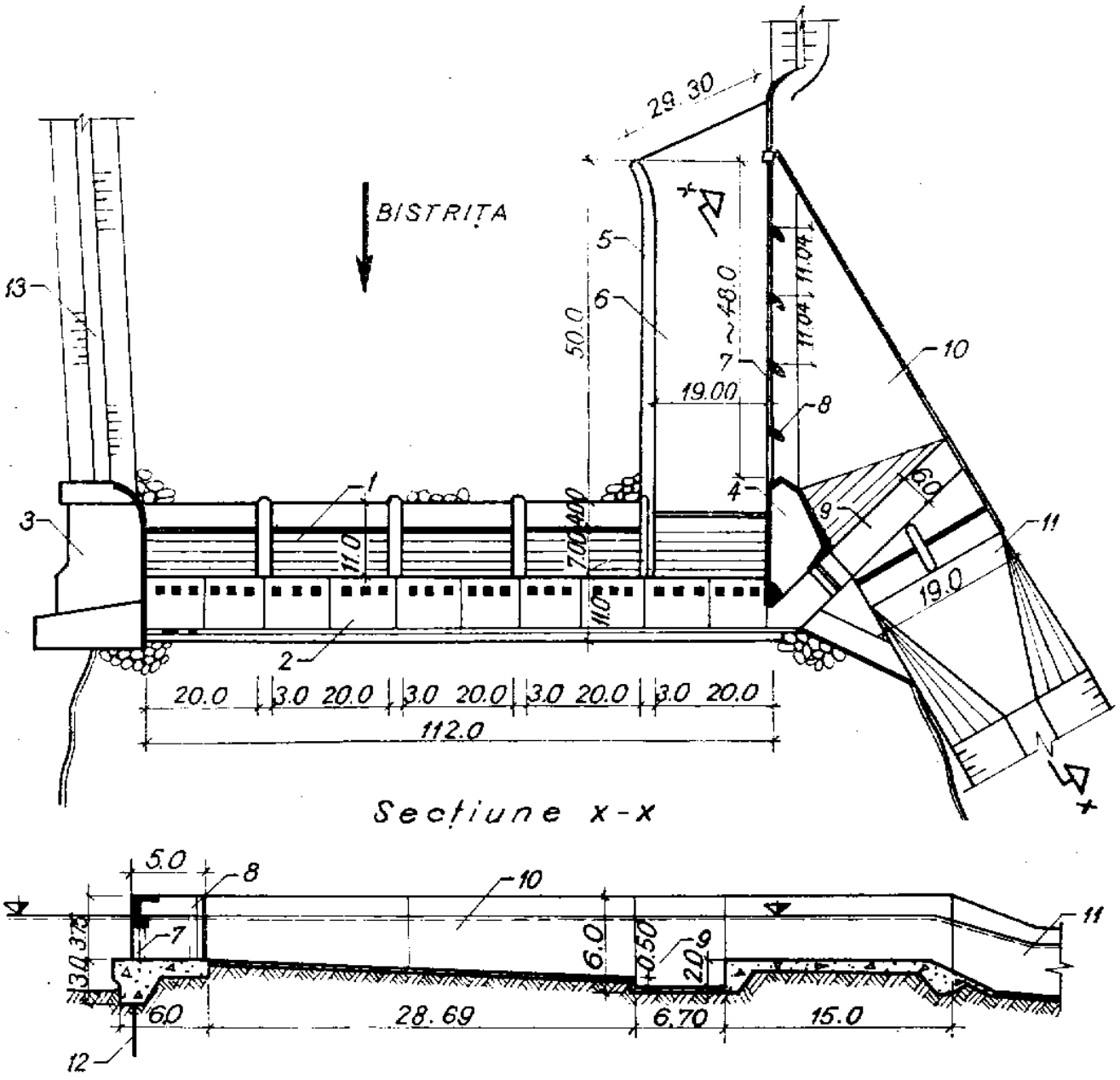


Fig. 11-88. Priza U.H. Piatra Neamț:

1 — stăvilar; *2* — disipator; *3* — culee mal drept; *4* — culeea prizei; *5* — avanpilă; *6* — buzunar de spălare; *7*—frontul prizei; *8*—pilă de dirijare; *9* — canal de spălare; *10* — camera prizei; *11* — canal de aducțiune; *12* — palplanșe; *13* — dig.

Priza *Nedelea pe Ialomița* captează 9 m³/s. Aluviunile intrate în camera prizei sînt spălate prin galeriile cu funcționare continuă și prin construcția însăși a prizei cu avanpilă și stavilă specială (fig. 11-89). Barajul, prevăzut cu stavile, are lățimea egală cu lățimea albiei stabile. Dificultățile din exploatare au arătat că această măsură nu este suficientă dacă nu este însoțită de lucrări de regularizare corespunzătoare în amonte. Scurtarea digurilor și racordarea lor la albia majoră neregularizată, ca și prezența unui pod de lemn cu palee dese care a creat un remuu suplimentar, au provocat în circa doi ani o colmatare puternică a biefului amonte.

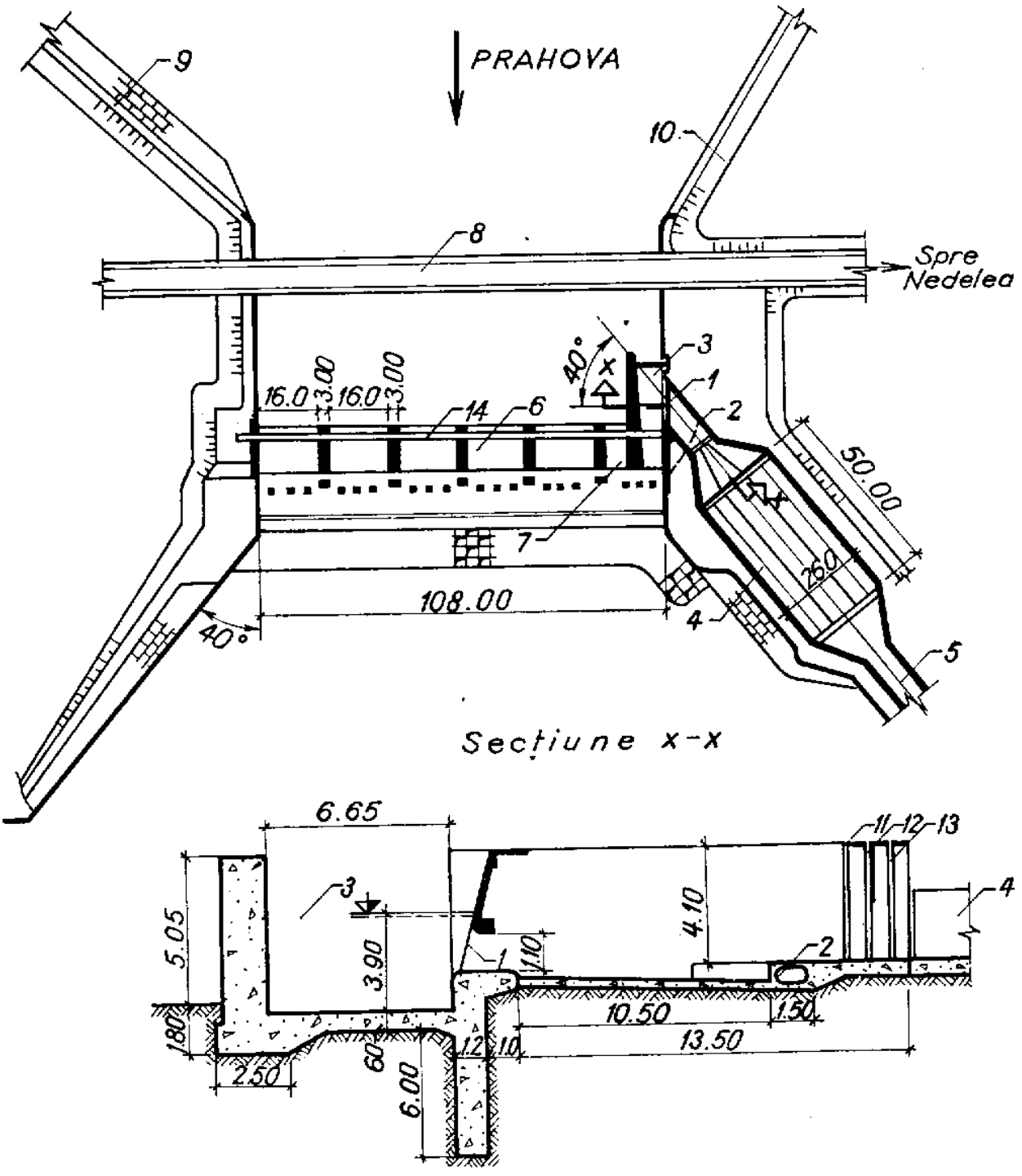


Fig. 11-89. Priza Nedelea:

1 — grătar; *2* — prag de spălare; *3* — buzunar de spălare; *4* — desnisipator; *5* — aducţiune; *6* — stăvilar; *7* — deschidere de spălare; *8* — pod de şosea; *9* — dig lateral; *10* — baraj de pămînt; *11* — nişa prebatardoului; *12* — nişa stavilei; *13* — nişa batardoului; *14* — pasarelă.

63. Prize de mică presiune

Priza uzinei hidroelectrice *Moroeni* este o priză de mică presiune, înălțimea retenției față de pragul prizei fiind de 7,0 m (fig. 11-90). Priza este plasată lîngă baraj, pe malul drept al Ialomiței, și captează 8 m^3/s. Barajul este de tip stăvilar, frontul prizei fiind de 15,20 m, fragmentat în 5 deschideri. Admisia apei în aducțiune se face prin două galerii, fiecare cu aceeași dispoziție: batardou, grătar coș, stavilă plană de 2,6 × 2,0 m cu by-pass. Manevra se face manual sau cu servomotoare, mecanismele fiind amplasate în casa vanelor. Spălarea aluviunilor depuse în fața prizei se face hidraulic, printr-un canal de spălare cu secțiune dreptunghiulară de 1,0 × 1,7 m; manevra este asigurată de stavila de spălare care reazemă pe pragul prizei.

64. Prize de adîncime

Priza uzinei hidroelectrice *Bicaz* este plasată pe malul stîng al lacului de acumulare, într-o zonă unde versantul este abrupt și condițiile geologice favorabile. Priza este de tipul *cu puț umed* și captează 170 m^3/s (fig. 11-91). Intrarea este protejată cu un grătar rar, prevăzut cu o mașină de curățat care lucrează de pe un plan înclinat înscris pe versant. Trompa de intrare se racordează cu secțiunea circulară a galeriei de 7,0 m diametru, intrarea fiind dreptunghiulară. La 80 m în aval de grătar este situat puțul prizei, închiderea aducțiunii fiind făcută cu o stavilă plană pe role, de 7,0 × 7,0 m.

Priza uzinei hidroelectrice *Argeș* este de tipul *cu galerie de acces uscată*, fiind amplasată pe malul drept al lacului, la circa 50 m în amonte de baraj (fig. 11-92). Ea asigură captarea unui debit de 90 m^3/s. Trompa de admisie, de 38,50 m lungime, asigură trecerea de la secțiunea de intrare de 180 m^2 la secțiunea galeriei de derivație

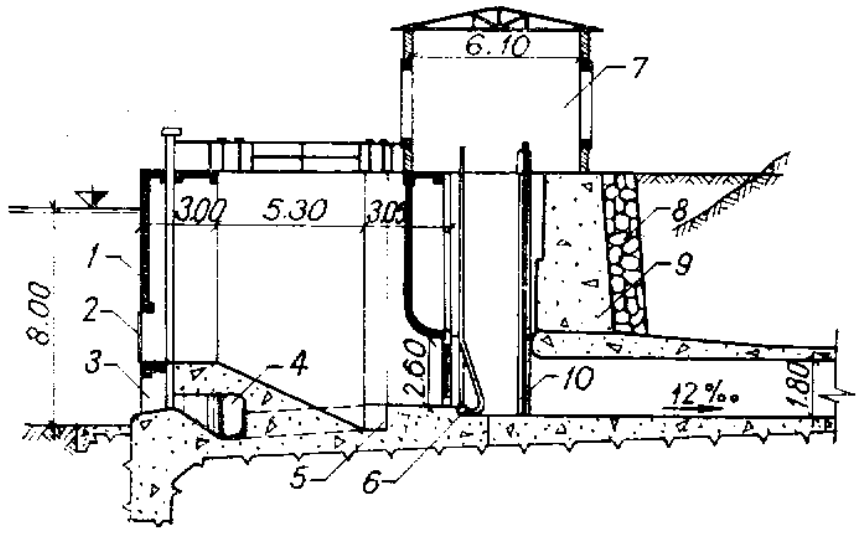


Fig. 11-90. Priza U.H. Moroeni:

1 — timpan; *2* — stavilă de admisie; *3* — prag; *4* — galerie de spălare; *5* — prag de spălare; *6* — grătar coș; *7* — casă de vane; *8* — umplutură drenantă; *9* — masiv de beton; *10* — stavila aducțiunii.

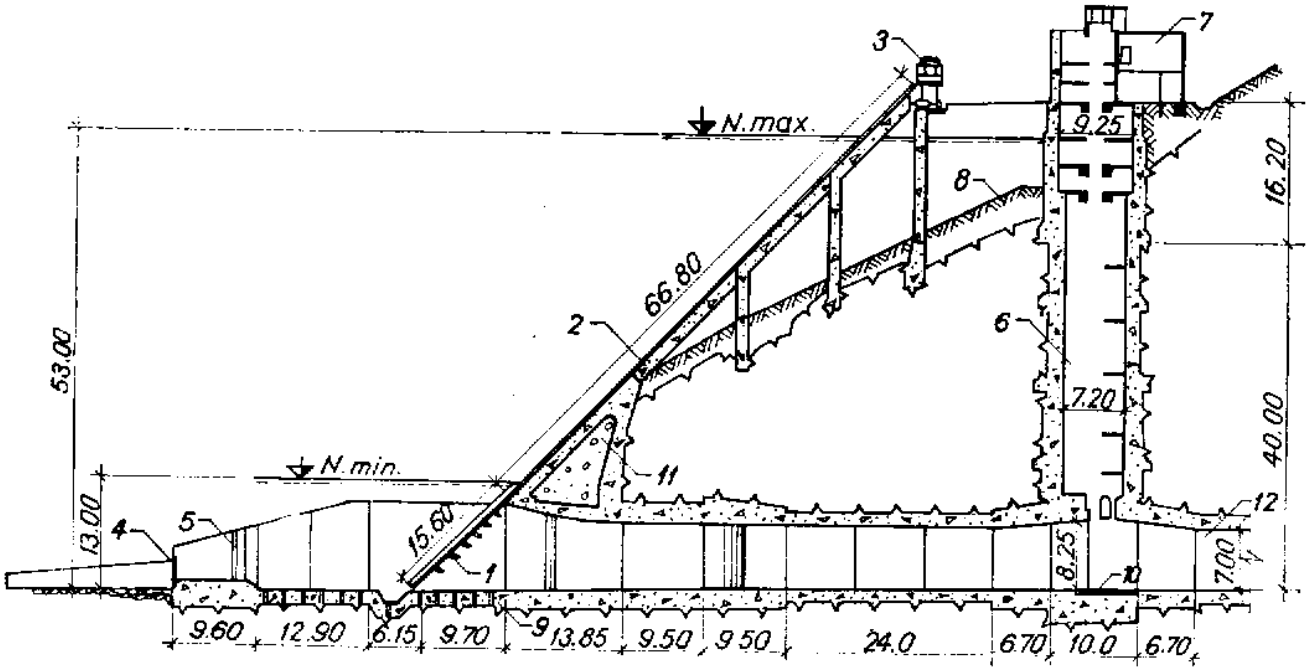


Fig. 11-91. Priza U.H. Bicaz:

1 — grătar; *2* — cale pentru maşina de curăţat; *3* — maşina de curăţat; *4* — grătar rar; *5* — batardou; *6* — putul stavilei; *7* — încăperi anexe; *8* — pereere de beton; *9* — dren; *10* — blindaj metalic; *11* — beton de umplutură; *12* — aducţiune.

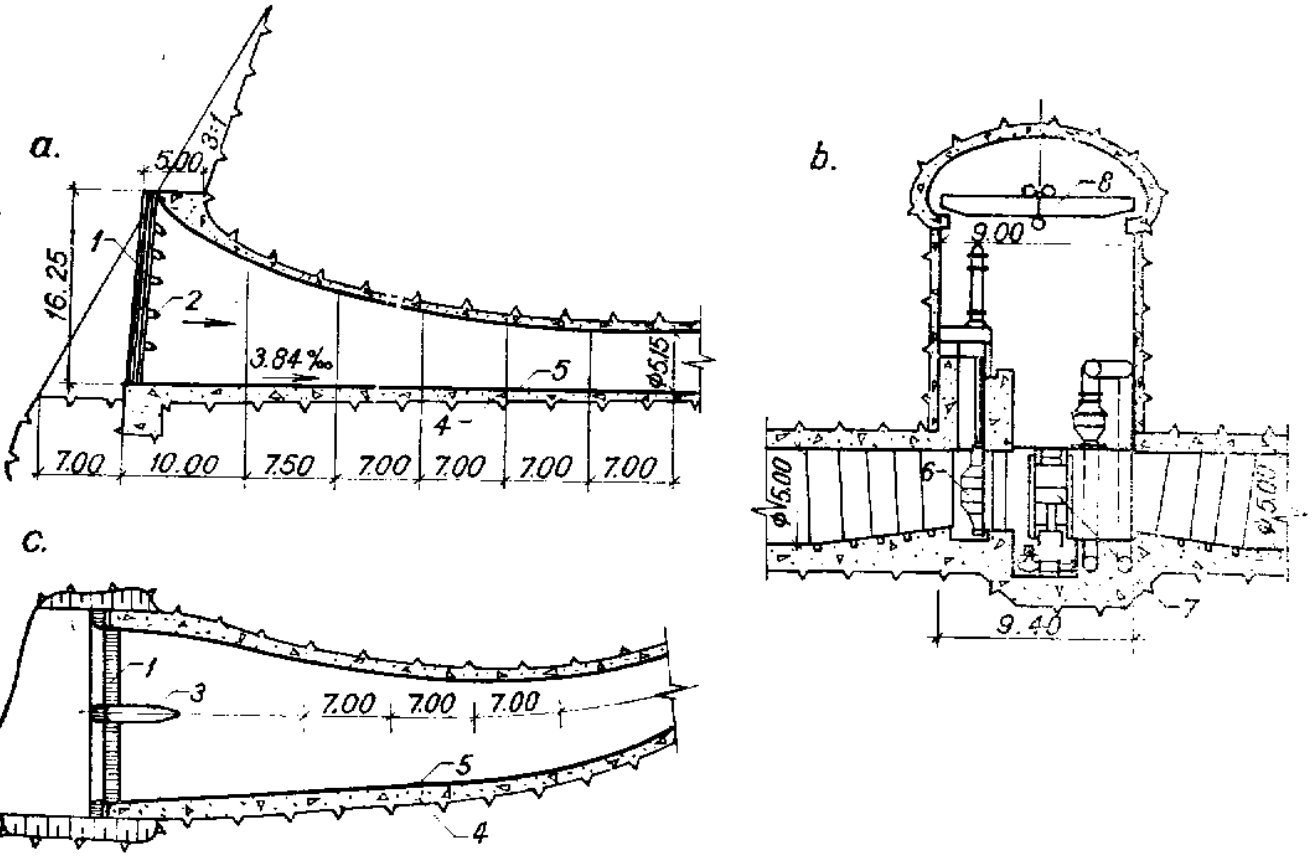


Fig. 11-92. Priza U.H. Argeş:

a — secţiune transversală; *b* — secţiune orizontală; *c* — casa vanelor; *1* — grătar; *2* — grinzi de sprijin; *3* — pilă; *4* — căptuşeală de beton; *5* — blindaj metalic; *6* — vană plană; *7* — vană fluture; *8* — pod rulant.

de 21,0 m². Intrarea este de formă dreptunghiulară (2 × 6 × 14,90 m), separată de o pilă de 1,0 m grosime, şi este protejată de un grătar cu lumina de 50 mm şi barele dreptunghiulare de 100 × 10 mm. Viteza de intrare este de 0,5 m/s, grătarul sprijinind pe cinci grinzi intermediare de beton armat profilate hidrodinamic. Curăţirea se face prin balbotare cu aer comprimat.

Vanele de acces din casa vanelor sînt: vana plană batardou, înglobată în carcasă de beton armat, şi vana fluture. Acţionarea se face cu servomotoare instalate în caverna casei vanelor. Instalaţia este prevăzută şi cu by-pass şi ventil de aerisire. Galeria de acces la casa vanelor debuşează la 100 m aval de baraj.

BIBLIOGRAFIE

1. Plujnikov, A. *Observaţii asupra uzurii turbinelor datorită aluviunilor* (în limba rusă) Moscova, 1955.
2. Gubin, F. *Uzine hidroelectrice* (traducere din limba rusă). Bucureşti, 1954.
3. Bouvard, M. *Prises en rivière.* Paris, 1960.
4. Răzvan, E. *Prize de apă din rîuri.* Bucureşti, 1964.
5. Mateescu, C., Wisner, P., Bratu, C. *Cercetări asupra îmbunătăţirii condiţiilor de funcţionare a prizelor cu nivel liber.* Buletinul Ştiinţific I.C.B. nr. 9, Bucureşti, 1965.
6. Mateescu, C., Wisner, P. *Consideraţii asupra spălării hidraulice a prizelor şi desnisipatorilor.* Hidrotehnica, nr. 5, 1961.
7. Danelia, N. *Construcţii de prize pe rîuri cu debit solid mare* (în limba rusă). Moscova, 1964.
8. Bondar, F., Eresnov, N. *Construcţii speciale de captare* (în limba rusă). Moscova, 1963.
9. Ginochio, C. *Amenajements hydroélectriques.* Paris, 1959.
10. VNIIG, *Norme pentru proiectarea desnisipatorilor la hidrocentrale* (în limba rusă). Leningrad, 1957.
11. Wisner, P., Stoicescu, T. *Calculul spălării intermitente a depunerilor din desnisipatori.* Hidrotehnica, nr. 2, 1962.
12. Dufour, H. *Les dessableurs de la prise de Lavey.* Bulletin tehnique de la Suisse Romande, 1955.
13. Davis, C., Sorensen, K. *Handbook of applied hydraulics.* New York, 1969.
14. Altunin, S. *Regularizarea albiilor fluviale în zona prizelor* (în limba rusă). Moscova, 1950,
15. Eghiazarov, N. *Instalaţiile uzinelor hidroelectrice* (în limba rusă). Leningrad, 1955.
16. Wisner, P., Marinescu, G. *Calculul grătarelor la prizele de fund.* Hidrotehnica, nr. 3, 1963.
17. Camp, J., *The effect of turbulence on sedimentation.* Proceedings ASCE, 1947.
18. Rouse, H. *Engineering hydraulics.* New York, 1955.

CAPITOLUL 12

CANALE

§ 1. STABILIREA TRASEULUI

1. Generalităţi

Canalele sînt construcţii hidrotehnice care asigură transportul apei cu nivel liber, fiind utilizate ca aducţiuni la uzinele hidroelectrice, în domeniul alimentărilor cu apă, al irigaţiilor, al navigaţiei etc. De multe ori funcţiile lor se cumulează, ca spre exemplu canale energetice — navigabile, de irigaţie şi desecări. Destinaţia canalului impune anumite condiţii specifice realizării lui, legate de viteza de curgere şi de forma şi dimensiunile secţiunii transversale. Astfel, vitezele de curgere pe canalele energetice şi de navigaţie trebuie să fie mai mici pentru a se reduce pierderile de sarcină pe traseu şi a uşura navigaţia împotriva curentului. La canalele navigabile trebuie să se asigure lăţimea şi adîncimea necesară, în funcţie de gabaritele vaselor care le străbat.

Canalele se execută în săpătură sau în umplutură faţă de terenul natural, iar pentru reducerea pierderilor de apă se iau măsuri de căptuşire şi impermeabilizare.

2. Elemente geometrice

Stabilirea traseului unui canal se face pe baza anumitor condiţii geometrice obligate, prin adaptarea lui la morfologia şi geologia terenului. Traseul raţional este acela care realizează reducerea volumului de terasamente şi economicitatea soluţiei, el obţinîndu-se pe baza unei comparaţii tehnico-economice între mai multe variante.

Traseul nu trebuie să prezinte frîngeri pronunţate în plan deoarece acestea produc viteze locale mari care favoriezează eroziunile, pierderile de sarcină mari, şi duc la aglomerarea gheţii în timpul iernii. Este bine ca trasarea să înceapă de la o linie dreptă, adaptînd-o succesiv la o soluţie raţională cu un minimum de lucrări de artă şi volume de lucrări.

În porţiunile curbe, raza minimă se determină cu relaţia [1]:

$$R_{min} = 11\, v^2 \sqrt[4]{\Omega} + 12 \quad \text{(m)} \tag{1}$$

unde:

v — viteza de curgere, în m/s;

Ω — secţiunea udată, în m^2.

În afară de această condiţie se impune ca:

$$R_{min} > 5b, \tag{2}$$

unde b este lăţimea la fund a canalului.

Cînd se urmăreşte buna funcţionare în regim de iarnă, pentru a evita aglomerarea gheţii şi a zaiului, raza de curbură trebuie să respecte condiţiile:

$$R_{min} > 10\,b, \tag{3}$$

pentru un unghi de frîngere al traseului $\alpha < 45°$, respectiv:

$$R_{min} > 20\,b, \tag{4}$$

pentru $\alpha \geqslant 45°$.

În profil longitudinal, fundul canalului trebuie să aibă pe cît posibil o pantă continuă. Pantele uzuale sînt de $0{,}1‰$ pînă la $2‰$.

3. Adaptarea traseului la condiţiile topografice

Deşi tendinţa este de a realiza un traseu cît mai direct între extremităţile canalului, depresiunile, văile şi accidentele de teren fac imposibil un astfel de traseu (fig. 12-1). Dacă relieful nu este accidentat se recomandă ca traseul să urmărească pe cît posibil curbele de nivel, ceea ce asigură reducerea la minimum a săpăturilor peste oglinda apei.

În cazul traversării unor accidente naturale de teren, traseul trebuie să asigure un volum cît mai redus de lucrări de artă. Uneori este avantajos să se lungească traseul pentru a evita astfel de traversări. În alte cazuri soluţia traseului direct este mai economică, deşi conţine asemenea lucrări scumpe, prin faptul că reduce lungimea totală a canalului şi implicit pierderile de sarcină care apar în cazul traseului sinuos.

Dacă panta naturală a terenului în sens transversal canalului este pronunţată, nu este indicată execuţia canalului în întregime în săpătură; axul trebuie astfel situat în elevaţie încît profilul să rezulte mixt, cu o parte în săpătură.

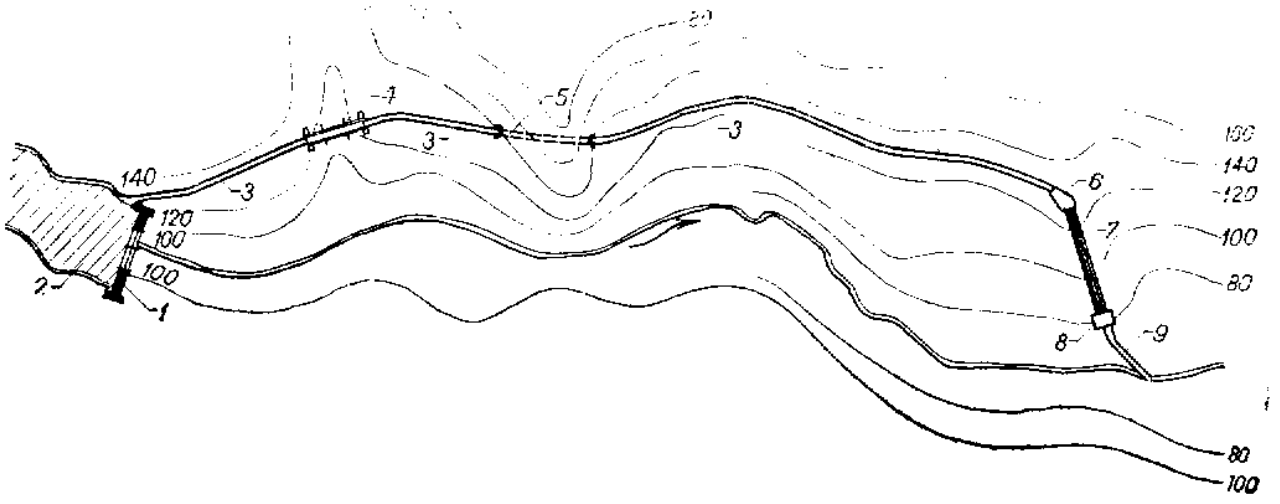


Fig. 12-1. Traseul unui canal de derivaţie la o uzină hidroelectrică:
1 — stăvilar; *2* — reţenţie; *3* — canal înscris în teren; *4* — apeduct; *5* — galerie; *6* — cameră de încărcare; *7* — conducte forţate; *8* — centrală hidroelectrică; *9* — canal de fugă.

4. Adaptarea traseului la condițiile geologice

Natura geologică a terenului influențează în mare măsură alcătuirea profilului transversal și deci posibilitățile de execuție și costul unui canal. Cunoașterea amănunțită a caracteristicilor geotehnice ale diferitelor zone este indispensabilă pentru alegerea corectă a traseului, deoarece între diferitele variante pot exista diferențe mari de volume de lucrări.

Din punctul de vedere al comportării canalului în exploatare, la stabilirea traseului trebuie să se țină seama de următorii factori:

— posibilitatea de alunecare a taluzurilor;

— comportarea pămîntului sub acțiunea apei.

Zonele în care există pericolul de alunecare trebuie evitate, mai ales că prin umezire posibilitățile de alunecare devin mai pronunțate. În unele cazuri, pentru a se elimina acest pericol, se prevăd chiar construcții mai costisitoare cum sînt tunelele spre exemplu. Dacă se constată alunecări pe o porțiune mai importantă a traseului, devine oportună modificarea întregului traseu.

Sub acțiunea apei, unele pămînturi suferă modificări importante ale proprietăților lor fizico-mecanice reducîndu-se stabilitatea taluzurilor. Un astfel de pămînt este loessul a cărui structură spongioasă se distruge la îmbibarea cu apă. Pămînturile formate din particule fine își pierd de asemenea stabilitatea sub influența apei.

La lucrările importante alegerea traseului trebuie să fie precedată de o cercetare geologică pe bază de foraje. Adîncimea pînă la care se execută aceste foraje depinde de condițiile hidrogeologice, dar în orice caz trebuie duse pînă la 5 m sub cota fundului canalului [2].

§ 2. ALCĂTUIREA PROFILULUI TRANSVERSAL

5. Forme geometrice

După forma lor, profilele transversale ale canalelor pot fi dreptunghiulare (fig. 12-2, *a*), trapezoidale (fig. 12-2, *b*), cu două pante (fig. 12-2, *c*), în formă de albie (fig. 12-2, *d*), semicirculare (fig. 12-2, *e*) sau parabolice (fig. 12-2, *f*).

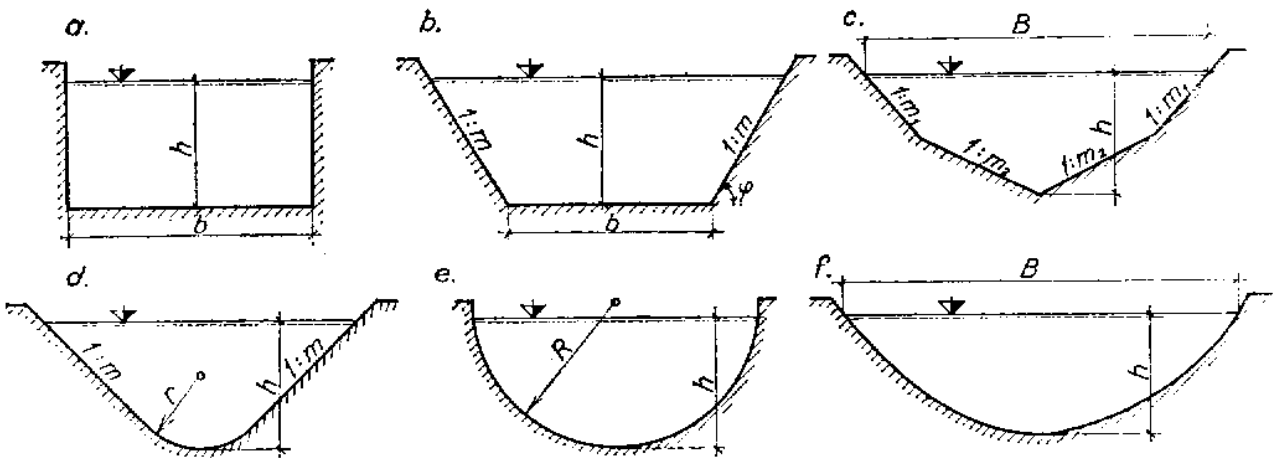


Fig. 12-2. Secțiuni transversale pentru canale:

a — dreptunghiulară; *b* — trapezoidală; *c* — cu două pante; *d* — în formă de albie; *e* — semicirculară; *f* — parabolică.

Deşi optimul hidraulic corespunde secţiunii semicirculare, din motive practice secţiunile curent folosite sînt cele trapezoidale şi dreptunghiulare. Primele se realizează la canalele construite în terenuri pămîntoase, celelalte la canalele executate în stîncă. Forma semicirculară este utilizată uneori în cazul apeductelor.

6. Canale în terenuri plate

Secţiunea transversală a unui canal poate fi situată faţă de suprafaţa terenului în săpătură, în umplutură sau în profil mixt (fig. 12-3). La accesele spre apeducte sau la traversarea depresiunilor sînt inevitabile porţiunile în umplutură. Pe porţiunile curente , cele mai convenabile sînt profilele în săpătură, ele fiind sigure în exploatare şi mai uşor de executat. Profilele mixte trebuie evitate deşi aparent reprezintă soluţii economice prin compensarea terasamentelor în profil. La acestea contactul dintre umplutură şi terenul natural reprezintă o cale preferenţială de infiltraţii. În acelaşi timp datorită tasărilor diferenţiate ale porţiunii în umplutură faţă de cea în săpătură, căptuşelile rigide, curent utilizate, sînt adesea compromise. Pentru economicitatea lucrării este bine să se realizeze o compen-

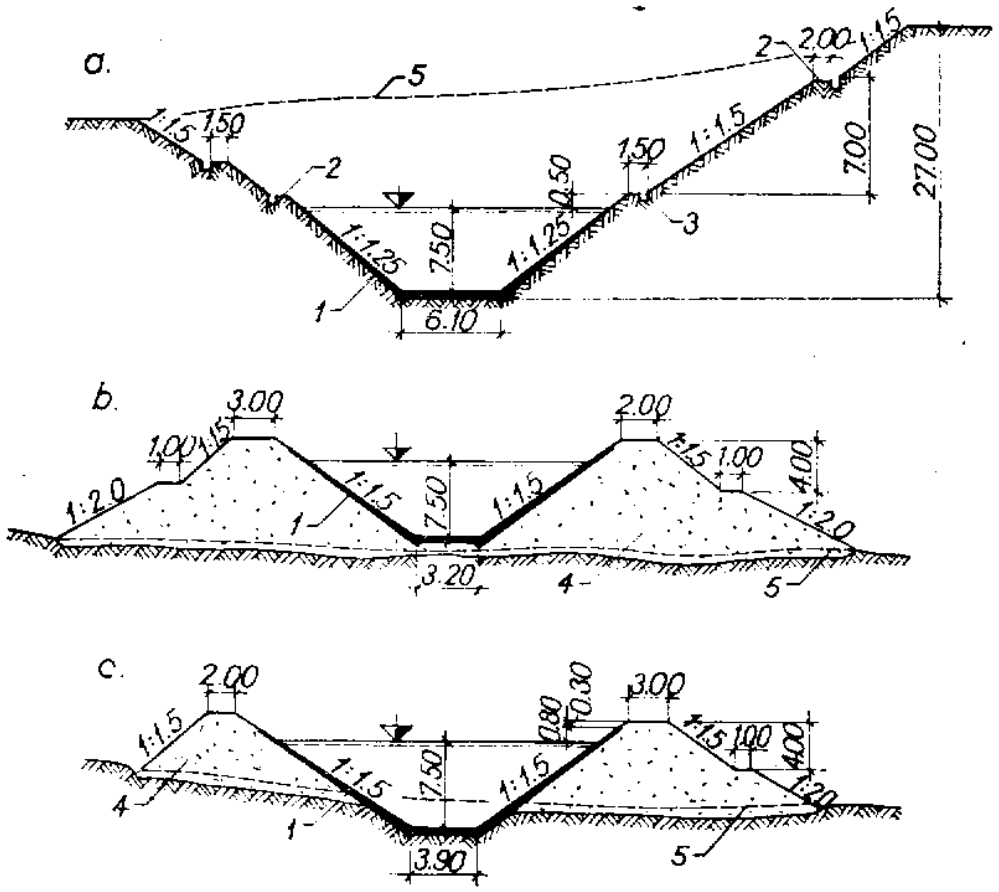


Fig. 12-3. Poziţia profilului canalului faţă de teren:
a — în săpătură; *b* — în umplutură; *c* — în profil mixt; *1* — căptuşeală; *2* — bermă; *3* — rigolă; *4* — umplutură compactată; *5* — teren natural.

sare a terasamentelor, dar în lungul canalului, între porțiunile în săpătură și cele în umplutură.

Dacă adîncimea săpăturii este mare, taluzurile de deasupra nivelului apei se prevăd cu berme. Prima bermă se execută la 0,5 ... 1,0 m peste nivelul apei, iar următoarele la intervale de 6 ... 8 m. Lățimea lor este de ordinul a 1,5 ... 2 m, iar cînd se prevede circulație de inspecție pe vreuna din ele se ia lățimea corespunzătoare. Bermele se prevăd cu rigole de colectare și scurgere a apei ce șiroiește pe taluzuri.

Canalele în umplutură se execută într-un rambleu cu panta taluzurilor de 1 : 1,5 ... 1 : 2. Digurile laterale respectă principiile de realizare a barajelor de pămînt. Lățimea minimă la coronament se ia de 2,0 m, cînd nu se impun condiții de circulație. La rambleele înalte sînt obligatorii calculele de verificare a stabilității umpluturii.

7. Canale pe versanți

Dacă versantul este stabil este recomandabil ca traseul să se pozeze pe porțiunea cu panta cea mai lină, iar profilul canalului să se realizeze în săpătură minimă, sau, în cazul unui teren rezistent, în semisăpătură (fig. 12-4, *a* și fig. 12-4, *b*). Dacă panta terenului este mai mare, pentru o bună legătură între teren și umplutură se prevede o amenajare în trepte (fig. 12-4, *c*). Pe un versant abrupt umplutura este puțin rezistentă și necesită un volum mare de pămînt, de aceea, în acest caz este mai bine să se prevadă un zid care să sprijine taluzul (fig. 12-4, *d*).

Cînd există pericolul de lunecare a versantului, la canalele în săpătură se poate dizloca fie partea de deasupra canalului, din cauza tăierii, fie partea de jos, din cauza forțelor dinamice provocate de infiltrațiile din canal [2] (fig. 12-5, *a*). Fenomenul se poate evita prin execuția unui ecran de etanșare pe patul canalului. Pentru a micșora săpătura în zona de deasupra canalului se poate trece la profil mixt, dar și în acest caz este posibilă lunecarea sub greutatea digului sau zidului de sprijin (fig. 12-5, *b*). Dacă pericolul de lunecare este real se trece la o soluție mai radicală, în apeduct.

În toate situațiile de amplasare a canalului pe versanți trebuie luate măsuri de protecție împotriva apelor din precipitații care se scurg pe versant, prin execuția de șanțuri colectoare. Descărcarea acestora se face prin conducte care traversează canalul sau îl sifonează pe dedesubt.

8. Canale în terenuri stîncoase

Dacă traseul urmărește o zonă plată canalul se execută cu secțiunea transversală dreptunghiulară sau în formă de albie. Săpătura se face cu taluzuri abrupte, căptușirea reprezentînd numai o protecție superficială a rocii (fig. 12-6, *a*). Cînd canalul se execută peste cota terenului, sau în profil mixt, pereții laterali se reali-

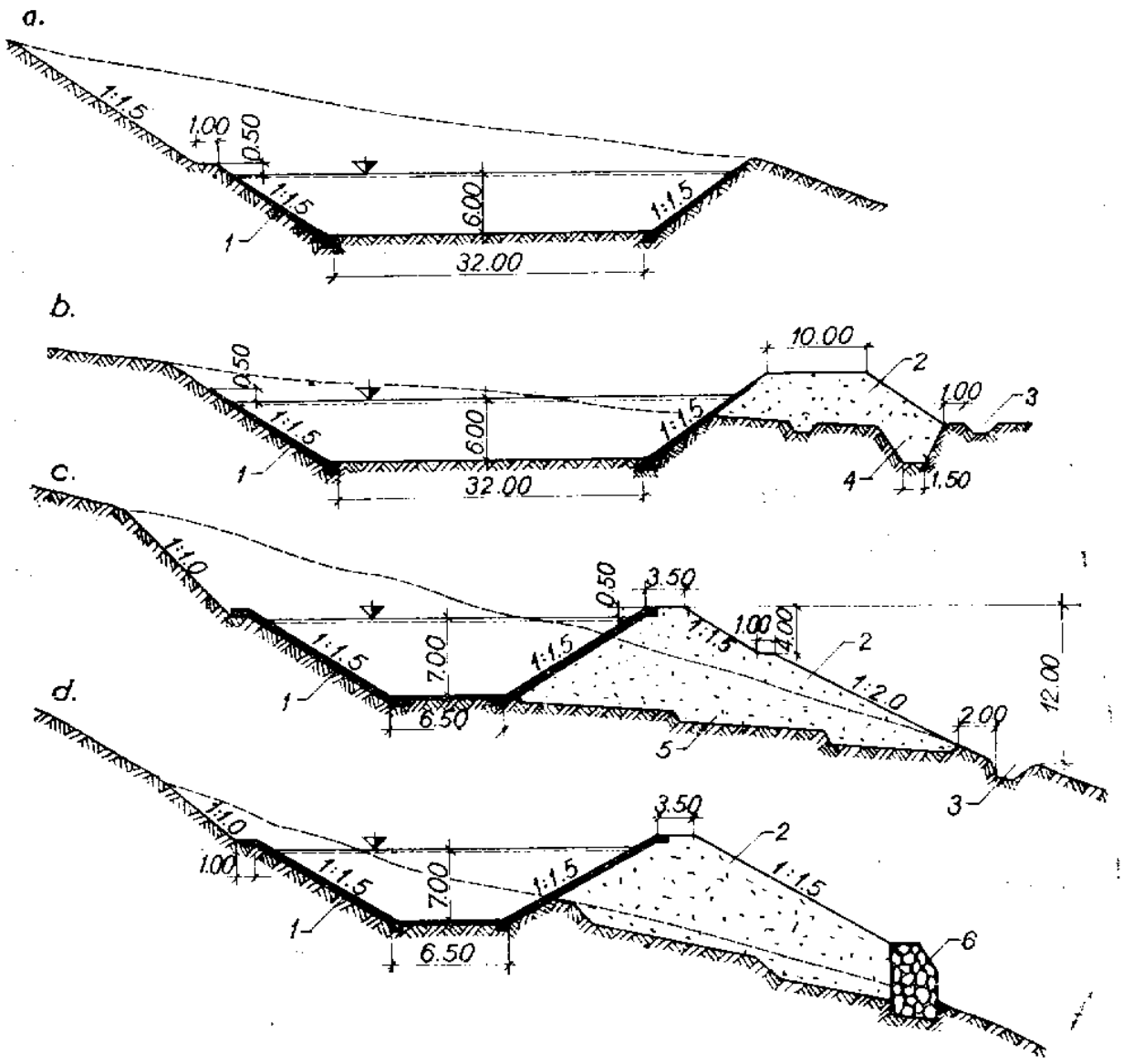


Fig. 12-4. Profilele canalelor pe versanți:

a — în săpătură; *b* — în semisăpătură; *c* — în semiumplutură cu trepte de înfrățire; *d* — în semiumplutură cu zid de sprijin; *1* — căptușeală; *2* — umplutură compactată; *3* — rigolă; *4* — pinten; *5* — trepte de înfrățire; *6* — zid de sprijin.

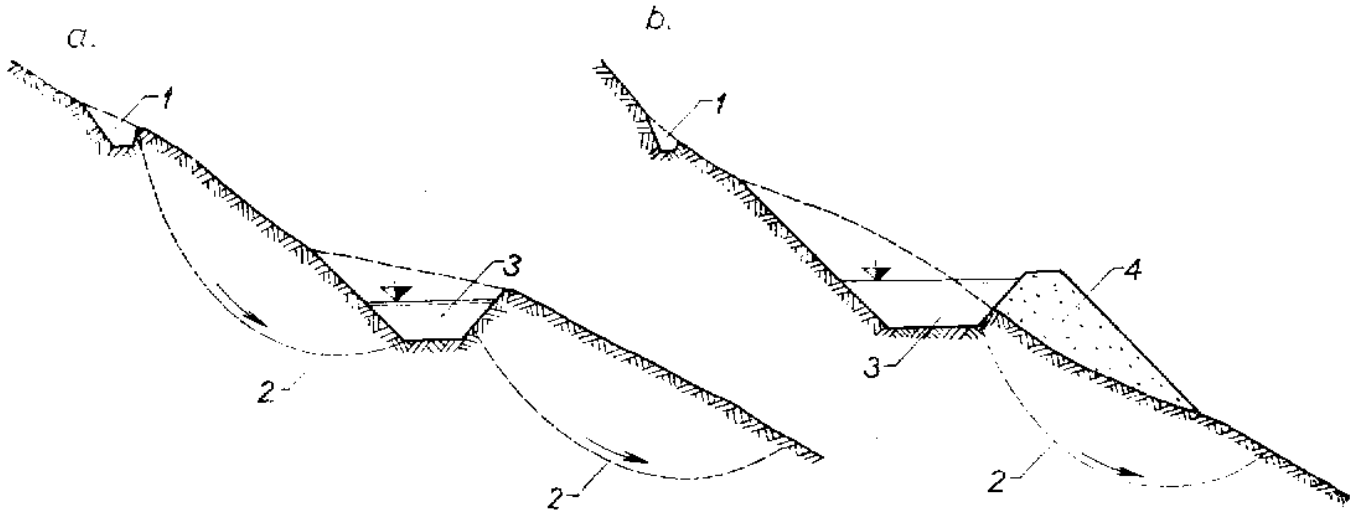


Fig. 12-5. Canal pe un versant sensibil la alunecare:

a — în săpătură; *b* — în profil mixt; *1* — rigolă colectoare; *2* — suprafață de alunecare; *3* — canal; *4* — umplutură compactată.

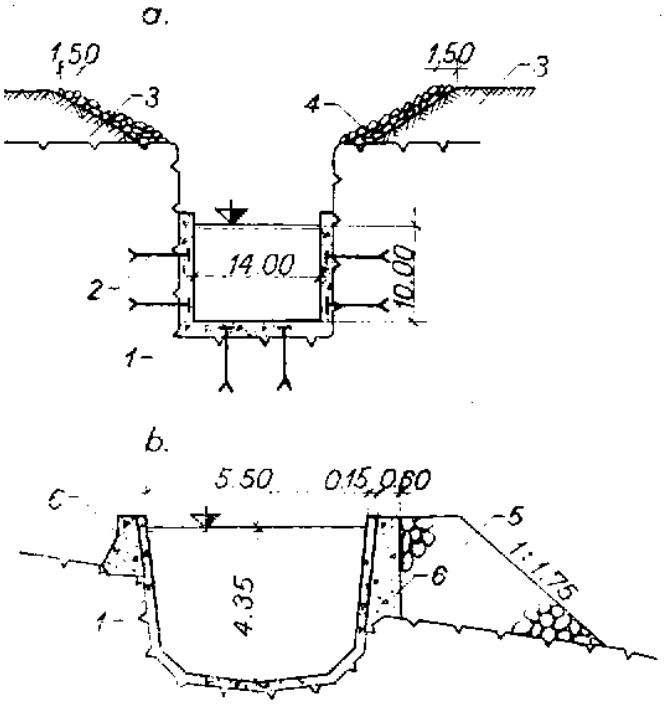


Fig. 12-6. Canale construite în teren stîncos plat:

a — în săpătură; *b* — parțial în umplutură; *1* — căptușeală; *2* — ancore; *3* — aluviuni; *4* — protecție de piatră; *5* — umplutură de anrocamente; *6* — zid de sprijin.

zează din ziduri de sprijin care pot fi combinate cu umpluturi de anrocamente (fig. 12-6, *b*).

Pe versanți stîncoși, neacoperiți cu aluviuni, canalul se duce în semisăpătură, cu un zid de sprijin la partea de jos (fig. 12-7, *a*). Proporția de săpătură se stabilește prin calcule economice, ținînd seama de costul excavației în stîncă și de costul zidului de sprijin corespunzător. Dacă există strat de deluviu peste rocă este necesar un al doilea zid care să sprijine săpătura în terenul necoeziv (fig. 12-7, *b*). La versanții cu pante foarte mari și roce rezistente canalul se poate realiza uneori în semitunel [3] (fig. 12-7,*c*).

Fig. 12-7. Canale construite pe versanți stîncoși:

a — cu zid de sprijin inferior; *b* — cu două ziduri de sprijin; *c* — în semitunel; *1* — zid de sprijin; *2* — excavație necăptușită; *3* — umplutură de beton; *4* — deluviu.

9. Pantele taluzurilor

La canalele executate în săpătură, pantele taluzurilor se stabilesc funcţie de natura geologică a terenului. Pentru canale de adîncime mică (3 ... 5 m) şi pentru calcule orientative se indică cotangenta unghiului de înclinare faţă de orizontală (m) în funcţie de natura terenului [1]:

— stîncă tare ..... 0,00 ... 0,1
— roci semistincoase (stîncă moale) ..... 0,25 ... 0,5
— argilă compactă grea ..... 0,5 ... 1,0
— argilă nisipoasă compactă, loess ..... 1.0 ... 1.5
— pietriş — bolovăniş ..... 1.0 ... 1.5
— nisip argilos, loess uşor ..... 1.5 ... 2,0
— pămînt nisipos ..... 2,0 ... 2,25
— pămînt argilos slab ..... 2,0 ... 3,0
— nisip fin ..... 3,0 ... 4,0

La adîncimi mai mari şi în condiţii geologice mai complicate trebuie făcut un calcul de verificare a stabilităţii taluzurilor.

Pentru canalele în umplutură, taluzurile se stabilesc după aceleaşi principii ca la barajele şi digurile de pămînt. Taluzurile uscate ale săpăturilor adînci pot fi realizate cu pante mai mari decît taluzurile udate.

§ 3. PIERDERI DE APĂ

10. Pierderi prin evaporaţie

Pierderile prin evaporaţie devin însemnate numai în ţările cu climat cald. Evaporaţia anuală variază foarte mult în funcţie de zona geografică. Spre exemplu, în zona Europei centrale evaporaţia maximă anuală la suprafaţa liberă a apei ajunge la 800 ... 1 000 mm/an, iar valorile medii sînt considerabil mai mici. În regiunile mai reci evaporaţia din canal este neglijabilă.

În zonele calde de climă temperată evaporaţia trebuie analizată în fiecare caz în parte. O metodă de calcul practic [3], deşi aproximativă, se poate aplica după cum urmează.

Cantitatea totală de apă scursă printr-un canal de arie $\Omega(m^2)$ şi debit Q (m^3/s) într-un an este:

$$31{,}5 \times 10^6 \times Q = 31{,}5 \times 10^6 \times \Omega v \ (m^3).$$

Dacă h (mm) este evaporaţia anuală în zona respectivă, pierderile de apă din canalul de lungime L (km) şi lăţime b (m) vor fi:

$$1\,000\,L \times b \times \frac{h}{1000} = hbL \quad (m^3). \tag{5}$$

Procentul pierderilor prin evaporaţie va fi deci:

$$e = 100\,\frac{hbL}{31{,}5 \times 10^6\,\Omega v} = \frac{1}{31{,}5 \times 10^4}\,\frac{hbL}{\Omega v} \ (\%). \tag{6}$$

11. Pierderi prin infiltrație

Considerațiile se referă la pierderile din lungul canalului și nu la cele pe sub construcții auxiliare sau lucrări de artă. Pierderile prin infiltrație sînt cu mult mai însemnate decît cele prin evaporație. Mărimea lor depinde de permeabilitatea terenului în care este construit canalul, respectiv de tipul de căptușeală și de dimensiunile geometrice ale canalului.

Pentru pierderile din canalele de irigații s-au elaborat numeroase formule cu bună utilitate practică. Pentru canale de dimensiuni reduse și debite maxime de 1 m^3/s, foarte utilă este formula lui *E. A. Moritz* [4] bazată pe considerații hidraulice:

$$q = 0{,}0375\, C \sqrt{\frac{Q}{v}} \ (m^3/s.\ km), \tag{7}$$

unde:

Q — debitul canalului, în m^3/s;
v — viteza medie în canal, în m/s;
C — coeficient experimental funcție de natura terenului.

După *Moritz* valorile lui C sînt:

— argilă compactă ..... 0,09 ... 0,12
— argilă obișnuită ..... 0,12 ... 0,18
— pămînt puțin argilos ..... 0,18 ... 0,27
— pămînt obișnuit ..... 0,27 ... 0,45
— pămînt nisipos ..... 0,45 ... 0,55
— pietriș ..... 0,60 ... 0,90

Tot pentru canale necăptușite *E. A. Etchevery* a determinat infiltrația specifică pe zi și pe unitate de suprafață udată a canalului (m^3/m^2. 24 h). Valorile orientative din tabelul 12-1 se bazează pe măsurători efectuate pe canale de irigații din S.U.A.[4].

TABELUL 12-1

Natura terenului în care este construit canalul.	Infiltrația specifică $\left(\frac{m^3}{m^2.\ 24\ h}\right)$
Argilă	0,08 ... 0,11
Argilă de impermeabilitate medie	0,11 ... 0,15
Argilă afînată sau praf	0,15 ... 0,23
Argilă nisipoasă sau cu pietriș	0,23 ... 0,30
Nisip argilos	0,30 ... 0,46
Nisip fin	0,46 ... 0,53
Nisip mare	0,61 ... 0,76
Pietriș mărunt	0,76 ... 0,91
Pietriș	0,91 ... 1,83

După *J. Hinds* [5] o căptușeală de minimum 8 cm, executată îngrijit, reduce pierderile pe m^2 la 0,012 m^3/zi, iar un mortar de ciment de numai 3 cm grosime reduce pierderile la 0,06 m^3/zi.

N. Pavlovski recomandă pentru calculul debitului specific de infiltrație formula [1]:

$$q = 0{,}0116\, K(B + 2h) \quad (\mathrm{m^3/s.km}), \tag{8}$$

în care:

K — coeficientul de permeabilitate al terenului, în m/zi;
B — lățimea canalului la oglinda apei, în m;
h — adîncimea apei, în m.

Pe baza măsurătorilor directe și foarte numeroase a pierderilor de apă din canalele de irigații din U.R.S.S., *A. N. Kosteakov* [6] a stabilit o formulă empirică pentru infiltrația specifică:

$$q = \frac{\sigma}{100} Q \left(\frac{m^3}{s.km}\right), \tag{9}$$

unde Q este debitul canalului, iar σ este un procent al pierderilor care depinde de permeabilitatea terenului, și anume:

— în terenuri foarte permeabile $\sigma = \dfrac{3{,}4}{Q^{0.5}}$ %;

— în terenuri cu permeabilitate medie $\sigma = \dfrac{1{,}9}{Q^{0.4}}$ %;

— în terenuri puțin permeabile $\sigma = \dfrac{0.7}{Q^{0.3}}$ %.

Formula lui *C. V. Davis* și *P. Wilson* [4], valabilă atît pentru canale necăptușite cît și pentru cele căptușite, are o bună aplicabilitate practică:

$$q = \frac{C}{10\,000} P\sqrt[3]{h} \left(\frac{\mathrm{m^3}}{\mathrm{s.km}}\right), \tag{10}$$

unde:

P — perimetrul udat al secțiunii transversale, în m;
h — adîncimea apei, în m;
C — un coeficient care depinde de natura terenului în care este realizat canalul, respectiv de tipul de căptușeală, și are valorile conform cu tabelul 12-2.

TABELUL 12-2

Canale căptușite		Canale necăptușite	
Căptușeli din	C	Construite în	C
Beton de 7,5 ... 10 cm	1	Teren argilos	12
Argilă compactată 15 cm	4	Teren prăfos argilos	15
Bitum ușor	5	Teren prăfos	20
Argilă compactată 7,5 cm	8	Teren argilos nisipos	25
Căptușeli subțiri de asfalt sau mortar de ciment	10	Teren nisipos fin	40
		Teren nisipos mediu	50
		Teren nisipos cu pietriș	70

Pentru canalele căptușite, normele de proiectare din U.R.S.S. indică valorile coeficienților de corecție pentru debitele infiltrate în funcție de tipul căptușelii. Acești coeficienți (tabelul 12-3) afectează valorile infiltrației specifice din canalele necăptușite, calculate cu una din formulele de mai sus.

TABELUL 12-3

Tipul căptușelii sau tratamentului	Coeficient de corecție α
Beton 7,5 cm	0,13
Mortar de ciment	0,34
Ciment simplu	0,37
Tratament cu bitum 20 l/m²	0,50
16 l/m²	0,63
13 l/m²	0,73
Tratament cu emulsie de bitum	0,93

12. Influența poziției stratului impermeabil și a apei subterane

Formulele și valorile empirice prezentate mai înainte nu țin cont de nivelul apei subterane și de poziția stratului impermeabil, deși acești factori sînt extrem de importanți în calculul infiltrației. Relațiile foarte complexe care există între aceștia și infiltrație se pot lua în considerație numai prin analiza hidrodinamică a fenomenului.

Se presupune că stratul de apă subterană este situat mult în adîncime, sub fundul canalului, și că terenul este omogen cu aceeași permeabilitate. Spectrul curgerii este schițat în figura 12-8 și arată distribuția neuniformă a vitezelor de infiltrație

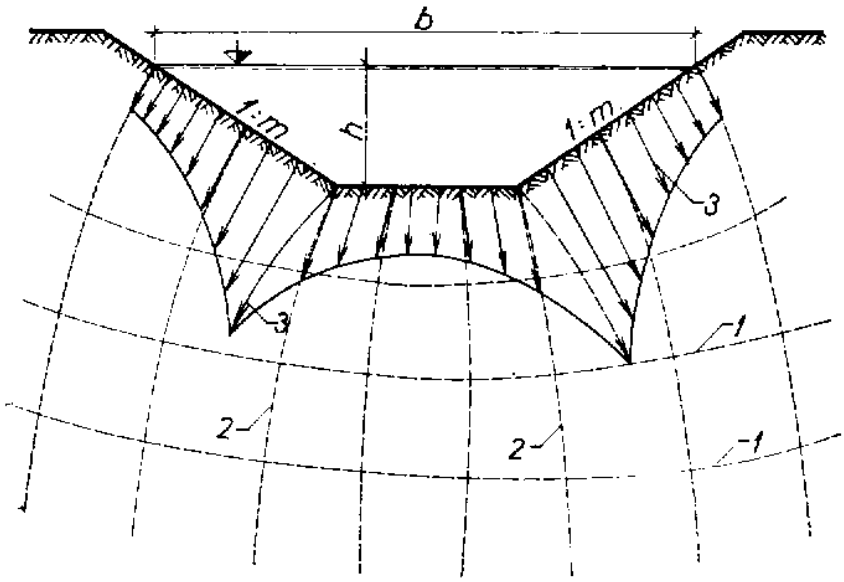


Fig. 12-8. Spectrul infiltrațiilor din canal cînd apa subterană este situată în adîncime:
1 — linii echipotențiale; *2* — linii de curent; *3* — diagramă de viteze.

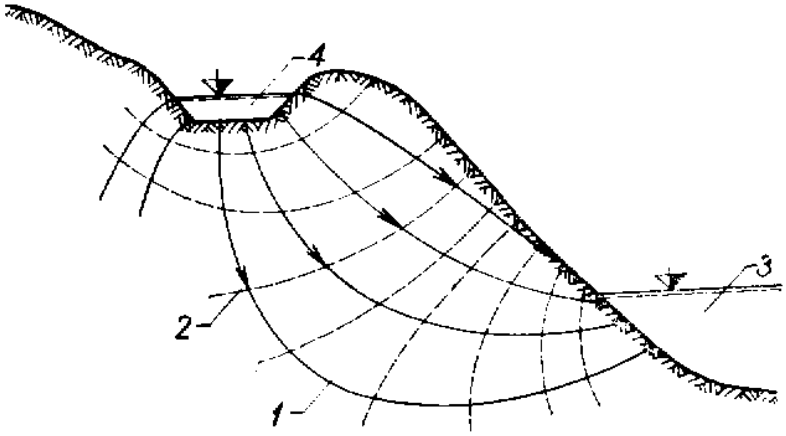


Fig. 12-9. Spectrul infiltraţiilor dintr-un canal săpat deasupra nivelului rîului:
1 — linii de curent; *2* — linii echipotenţiale; *3* — rîu; *4* — canal pe versant.

de-a lungul perimetrului. Viteza maximă apare la baza taluzului, în timp ce în zona centrală vitezele sînt mai reduse. Mergînd în adîncime, acestea tind să devină uniforme, verticale şi egale cu viteza de infiltraţie $v = K$.

Spectrul de infiltraţie din canal, cînd acesta este săpat în taluz deasupra nivelul rîului, este schiţat în figura 12-9.

Dacă nivelul apei subterane este mai puţin adînc analiza teoretică este dificilă şi formule cu aplicabilitate generală nu pot fi explicitate. Condiţiile hidrogeologice influenţează în mare măsură infiltraţia şi dimensionările preliminare se bazează tot pe formule empirice.

Dacă terenul impermeabil se găseşte la o adîncime H sub nivelul apei din canal (fig. 12-10), debitul specific de infiltraţie poate fi calculat cu formula lui *R. Dachler* [7]:

$$q = 0{,}0116\, K[H + 2l - B - \sqrt{(H + 2l - B)^2 - 4(H^2 - h_0^2)}] \quad (\text{m}^3/\text{s.km}), \qquad (11)$$

în care h_0 este înălţimea nivelului apei infiltrate deasupra stratului impermeabil, măsurată la o distanţă l de la axul canalului.

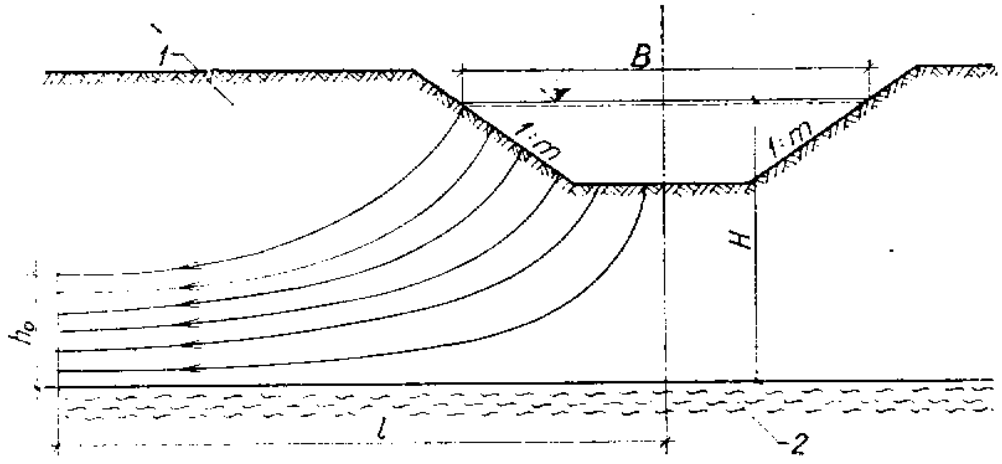


Fig. 12-10. Spectrul infiltraţiilor din canal cînd apa subterană este situată la adîncimea H:
1 — teren permeabil; *2* — strat impermeabil.

13. Considerații finale

Din datele experimentale existente rezultă că pe 1 km de canal construit într-un teren de permeabilitate medie, pierderile reprezintă 0,2 ... 0,5% la canalele mari, 3 ... 4% la canalele mici și pînă la 16% la canalele foarte mici. În terenuri foarte permeabile pierderile pot reprezenta pînă la 30% din debitul de pe canal.

Debitul de infiltrație variază în timp. Se constată că după cîțiva ani de exploatare pierderile de apă scad, ca urmare a unui proces natural de colmatare superficială, sub acțiunea particulelor de argilă aflate în suspensie și a sărurilor dizolvate în apa care curge pe canal.

§ 4. PROCEDEE DE REDUCERE A INFILTRAȚIILOR

14. Generalități

După cum s-a arătat, debitul infiltrat dintr-un canal scade în timp. Argila în suspensie și sărurile dizolvate în apă se depun, respectiv pătrund în teren și impregnează perimetrul udat al canalului. Același efect este realizat și de procesul de reașezare a particulelor fine din terenul în care este construit canalul. Un proces similar se petrece și în zona de teren din jurul canalului.

Dacă apa este foarte limpede și straturile în care este construit canalul sînt constituite din particule mari, formarea stratului într-o anumită măsură impermeabil nu mai este posibilă. În aceste cazuri se urmărește reducerea artificială a infiltrațiilor prin următoarele metode:

— *Impregnarea terenului din jurul canalului prin:*
  — bitumare;
  — injectare cu silicați sau alte substanțe chimice;
  — electrochimizare;
  — tratare cu ciment sau rășini;
  — așezare de straturi impermeabile;
  — compactare;
  — colmatare a perimetrului udat;
  — biochimizare artificială.

— *Căptușirea canalului.*

Impregnarea terenului este recomandabilă numai la canale de dimensiuni reduse și de mai mică importanță.

15. Bitumarea

Impermeabilizarea se realizează prin stropirea perimetrului udat cu bitum sau cu emulsie de amestec de bitum și var. După *Grișin* [1] sînt necesare 4 ... 15 kg de bitum sau 5 ... 8 kg de emulsie pentru 1 m^2 de suprafață tratată. Dezavantajul procedeului constă în durata relativ scurtă a efectului. În fiecare an gradul de impermeabilizare scade cam cu 10% și operația trebuie deci repetată periodic.

16. Injectarea cu silicaţi sau alte substanţe chimice

În masa pămîntului se injectează silicaţi, care pe lîngă impermeabilizare au şi un efect de stabilizare a taluzurilor. Procedeul este însă neeconomic şi în orice caz nu se poate aplica pămînturilor vegetale şi în sărături.

Sărăturarea artificială, prin injectare de sare obişnuită (NaCl) sau clorură de calciu ($CaCl_2$), dă bune rezultate experimentale. După *A. M. Sokolovski* [6] proporţia de săruri trebuie să fie de 3 ... 5 kg/m^2. Efectul este însă neuniform pe de o parte, pe de alta provoacă reducerea stabilităţii taluzurilor.

17. Electrochimizarea

Este un procedeu electroosmotic de impermeabilizare superficială cu silicaţi de radiu sau alte substanţe. Procedeul se găseşte încă în fază experimentală.

18. Tratarea cu ciment sau răşini

Impermeabilizarea se realizează prin amestecarea pămîntului în straturi de 10 ... 15 cm cu ciment Portland în proporţie de 11 ... 16%, sau cu un amestec de ciment Portland 6% cu gudron 1,5%. Procedeul este nou şi puţin experimentat în practică.

După *B. Bouzil* [3] , pentru a preveni fisurarea şi a consolida terenurile argiloase, se pot utiliza răşini. Acestea se amestecă în terenul umed, avînd umiditatea de 12 ... 20%. Procentul de răşini este de 1 ... 3%. După o compactare energică, amestecul de pe taluzuri se păstrează uscat pînă la solidificare. Grosimea stratului impermeabil poate varia între 10 şi 20 cm.

19. Aşezarea de straturi impermeabile

Canalul se excavează la o secţiune mai mare decît cea proiectată. În funcţie de gradul de impermeabilizare dorit se aşază straturi de 15 cm pînă la 30 cm de teren cu fineţe şi gradaţie corespunzătoare, realizat prin amestec. Conţinutul de argilă necesar este de 20 ... 30%. Metoda este avantajoasă numai dacă materialul impermeabil se găseşte la distanţă relativ mică de traseul canalului. Compactarea straturilor adăugate se face cu rulouri. Pentru a se evita spălarea fracţiunilor fine, peste stratul impermeabil se aşază o protecţie de nisip şi pietriş. Uneori mixtura se realizează chiar cu materialul excavat la execuţia canalului. Dacă terenul este mai permeabil atunci grosimea stratului se măreşte la 60 ... 80 cm.

20. Compactarea

Se urmăreşte reducerea permeabilităţii prin micşorarea porozităţii terenului. Pentru fundul canalului se utilizează cilindri compresori obişnuiţi, iar pentru taluzuri se utilizează compactoare speciale. S-a constatat că prin reducerea porozităţii unui nisip de la 36,6% la 29,4% coeficientul de permeabilitate a scăzut de 20 de ori.

21. Colmatarea patului

Impermeabilizarea se realizează în acest caz prin colmatarea porilor terenului cu ajutorul unei suspensii de particule argiloase care se menține un timp în canal. Prin depunerea acestor particule pe suprafața fundului și taluzurilor se formează un strat argilos subțire care reduce mult permeabilitatea. Acesta este cel mai eficace procedeu din cele prezentate și în același timp este și foarte economic [1]. Condiția de aplicare este ca vitezele de curgere să nu depășească limita de spălare a stratului argilos format.

22. Biochimizarea artificială

Acest procedeu se poate aplica la pămînturile coezive și constă în amestecarea patului cu substanțe organice (paie tocate, deșeuri de cînepă sau de floarea soarelui). În prezența apei acestea se descompun anaerob și sporesc impermeabilitatea.

În principiu, avantajul acestui procedeu constă în faptul că produsele de descompunere rezultate, ca acizi, alcooli, gaze, pătrund în masa pămîntului și sporesc cu timpul grosimea stratului impermeabil.

În mod practic, pe fundul și taluzurile canalului se așterne un strat de 5 ... 7 cm din substanțele organice folosite, acesta protejîndu-se cu un strat de pămînt de 10 ... 15 cm. Eficacitatea procedeului nu a fost încă suficient verificată.

§ 5. ALCĂTUIREA CĂPTUȘELILOR

23. Rolul căptușelilor

Canalele și în special canalele energetice se căptușesc pentru unul sau mai multe din următoarele considerente:

— reducerea coeficientului de rugozitate, care face ca, la aceleași dimensiuni ale profilului transversal, capacitatea de transport a canalului să se mărească;

— reducerea sau eliminarea totală a infiltrațiilor din canal;

— creșterea rezistenței taluzurilor și implicit mărirea pantelor lor;

— protecția împotriva valurilor și undelor pe canal.

Atunci cînd se execută căptușirea numai pe porțiunea critică a taluzurilor canalului se prevede o gardă față de nivelul maxim, respectiv minim din canal. Mărimea ei depinde de lățimea canalului la nivelul apei, de direcția vînturilor dominante și, cînd este cazul, și de gabaritul navelor. La canale de dimensiuni medii garda se ia de 0,8 m, peste, respectiv de 1,0 m sub nivelurile extreme.

Rezumînd, căptușirea canalului asigură mărirea rezistenței și a etanșeității și reducerea rugozității. De remarcat că nici un tip de căptușeală, exceptînd pe cele de beton, nu asigură toate aceste trei condiții. Spre exemplu un pereu de piatră are o rezistență foarte bună, o rugozitate acceptabilă dar nu este etanș. Căptușelile bituminoase au rugozitate și etanșeitate foarte bune dar nu sînt rezistente. În sfîrșit căptușelile cu argilă sînt foarte etanșe dar nu au rezistențe corespunzătoare.

24. Căptușeli de argilă

O astfel de căptușeală este formată dintr-un strat de argilă protejat împotriva eroziunii și a acțiunii valurilor de un strat de pămînt (fig. 12-11). La adîncimi obișnuite ale apei, de 1,5 ... 2,0 m, grosimea stratului de argilă este de 0,2 ... 0,3 m, dar la adîncimi mai mari aceasta poate ajunge pînă la 1,0 m. Pantele taluzurilor la canale astfel căptușite trebuie să fie de minimum 1 : 2, cu recomandarea de a fi îndulcite cînd este posibil la 1 : 2,5 ... 1 : 3. Grosimea stratului de protecție este

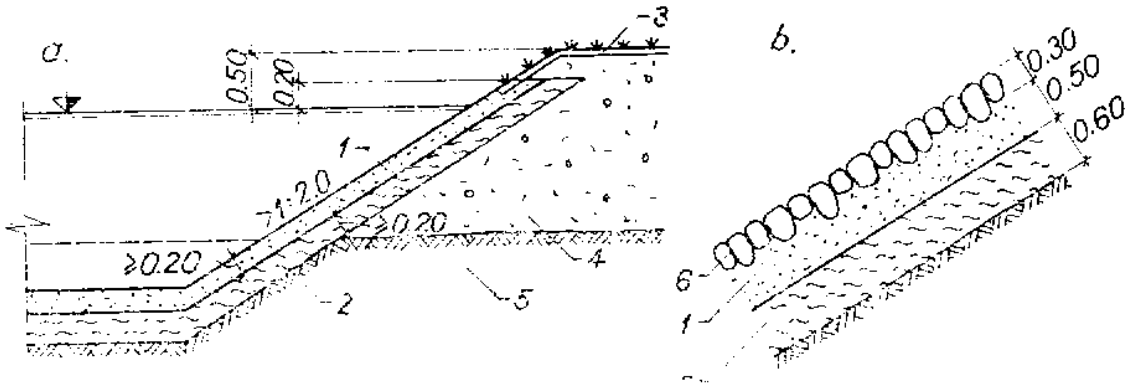


Fig. 12-11. Căptușeală de argilă la un canal:
a — dimensiuni curente; *b* — detaliu; *1* — nisip cu pietriș; *2* — argilă; *3* — înierbare; *4* — umplutură; *5* — teren natural; *6* — pereu de piatră.

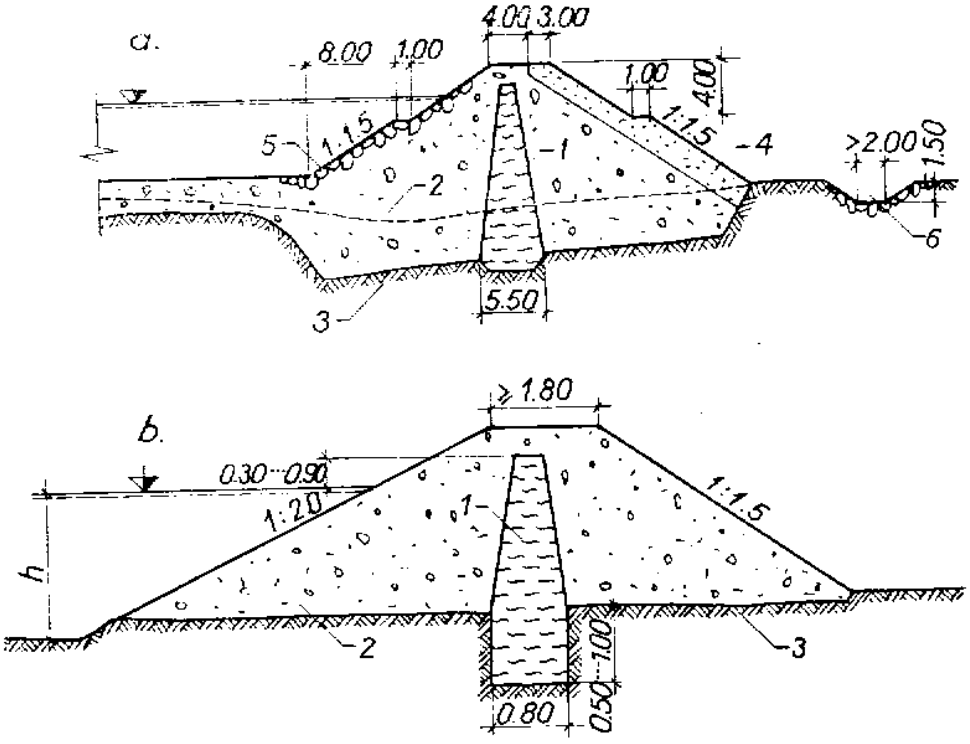


Fig. 12-12. Canal în umplutură din material permeabil cu sîmbure de argilă:
1 — canal construit; *b* — dimensiuni minime; *1* — argilă; *2* — umplutură din material permeabil; *3* — teren impermeabil; *4* — prism de pietriș; *5* — protecție din piatră; *6* — rigolă.

de 0,20 ... 0,70 m pe taluzuri și de 0,2 ... 0,3 m pe fundul canalului. Ea se poate reduce la 0,1 m cînd protecția este formată din nisip sau piatră spartă. Stratul de nisip asigură suplimentar și protecția împotriva înghețului. În detaliul din figura 12-11, *b* se prezintă căptușeala de argilă a unui canal de derivație de mari dimensiuni.

La canalele executate în umplutură stratul de argilă de pe taluzuri se înlocuiește cu un nucleu central de argilă plastică (fig. 12-12), care se încastrează în terenul impermeabil. În figura 12-12, *a* este indicată situația de la canalul *Gösgen* din Germania. Ținînd seama de proporțiile deosebite ale canalului, pe taluzul dinspre apă s-a prevăzut o protecție de piatră, iar pe cel exterior s-a așezat un prism de pietriș. Încastrarea umpluturii în terenul de bază merge pe o adîncime apreciabilă [8]. În figura 12-12, *b* sînt date dimensiunile minimale ale umpluturii și etanșării [3].

25. Căptușeli de piatră

Căptușelile de piatră asigură protecția împotriva eroziunilor dar nu îmbunătățesc decît în mică măsură permeabilitatea și rugozitatea. Ele se folosesc la canale de secțiune mare și numai dacă calculele economice indică avantaje evidente ale pietrei față de alte materiale.

În funcție de dimensiunile pietrelor utilizate pentru căptușeală se deosebesc:

— căptușeli de anrocamente (fig. 12-13, *a*), formate din pietre cu dimensiuni pînă la 30 ... 40 cm, așezate peste un strat de egalizare din piatră spartă sau pietriș de 15 ... 20 cm grosime;

— căptușeli de piatră (fig. 12-13, *b*), formate din pietre de 15 ... 30 cm, așezate în picioare peste un strat de egalizare de pietriș sau nisip de 15 ... 20 cm grosime; la baza taluzului este necesar un pinten care să evite alunecarea (fig. 12-13, *e*);

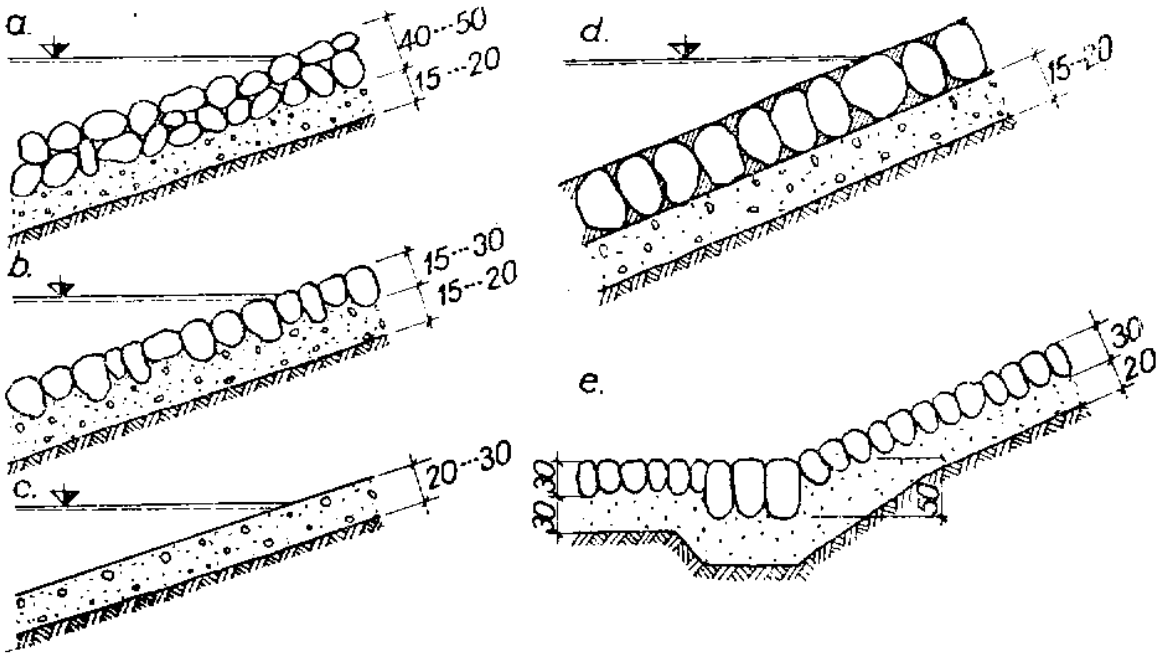


Fig. 12-13. Căptușeli din piatră la canale:
a — anrocamente; *b* — pereu; *c* — strat de pietriș; *d* — piatră zidită cu mortar; *e* — pinten la baza taluzului.

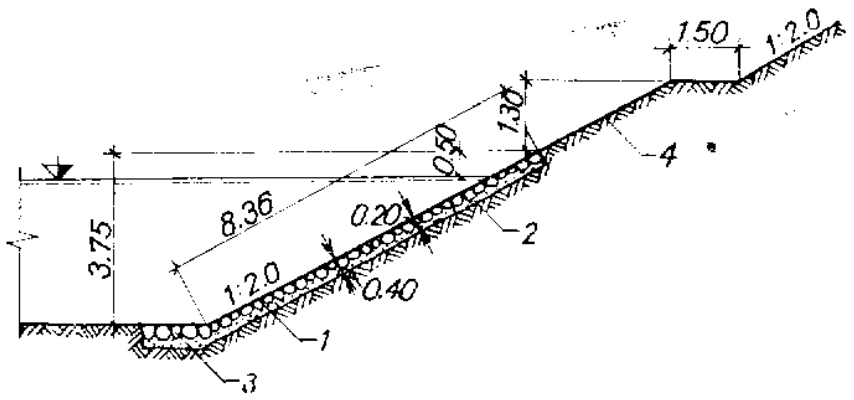


Fig. 12-14. Pereu de piatră aplicat la canalele de pe Bistrița-aval:
1 — piatră așezată; *2* — pat din nisip și pietriș; *3* — vatră din bolovani; *4* — taluz înierbat.

— căptușeli de pietriș (fig. 12-13, *c*), constînd dintr-un strat de 20 ... 30 cm grosime format din pietriș cu granule de 5 ... 8 cm, așternut direct pe taluz;

— căptușeli din piatră zidită cu mortar, care asigură o impermeabilitate mai mare și o suprafață mai regulată; se execută pe un strat de egalizare de pietriș sau piatră spartă de 15 ... 20 cm grosime (fig. 12-13, *d*); uneori acest tip de căptușeală se poate înlocui cu anrocamente cimentate.

Pereurile, zidite sau nu, impun un consum mare de manoperă. Au însă avantajul unor căptușeli elastice și ușor de întreținut. În figura 12-14 este arătat pereul de piatră executat pentru căptușirea unora dintre canalele de pe cascada *Bistrița aval*.

26. Căptușeli de beton monolite

Căptușelile de beton realizează concomitent cele trei condiții impuse la căptușirea canalelor: protecția taluzurilor, reducerea infiltrațiilor și mărirea capacității de curgere. Întreținerea în exploatare este redusă și în același timp ușor de realizat. Funcție de tehnologia de execuție aceste căptușeli pot fi monolite sau prefabricate.

Căptușelile monolite se execută prin turnarea unor plăci de beton de 6 ... 30 cm grosime pe un strat de egalizare din nisip, pietriș sau piatră spartă, așternut pe taluzuri și pe fund, după prealabila nivelare a acestora.

În figura 12-15 este prezentată căptușeala de beton a canalului *Argeș — Dîmbovița*, executat pentru alimentarea cu apă a Bucureștiului. Se remarcă consolidarea de la piciorul taluzului, realizată prin îngroșarea radierului. Rostul longitudinal de la bază permite eventualele rotiri ce apar la tasarea terenului. Căptușeala are la partea superioară un rebord, pentru a lega placa și a permite circulația. În plan rosturile transversale sînt dispuse la distanțe reduse (2 m) , șicanate față de cele din radier tocmai pentru a permite eventualele tasări diferențiate. Bolovanii de la piciorul taluzului asigură drenarea apei infiltrate.

La canalele de pe *Bistrița — aval* (fig. 12-16) distanța dintre rosturi este mult sporită, apar însă rosturi longitudinale și pe taluz. Sub rosturile transversale s-a executat o grindă de beton pentru consolidare. Fiind de așteptat tasări mai reduse, piciorul taluzului este mai puțin consolidat.

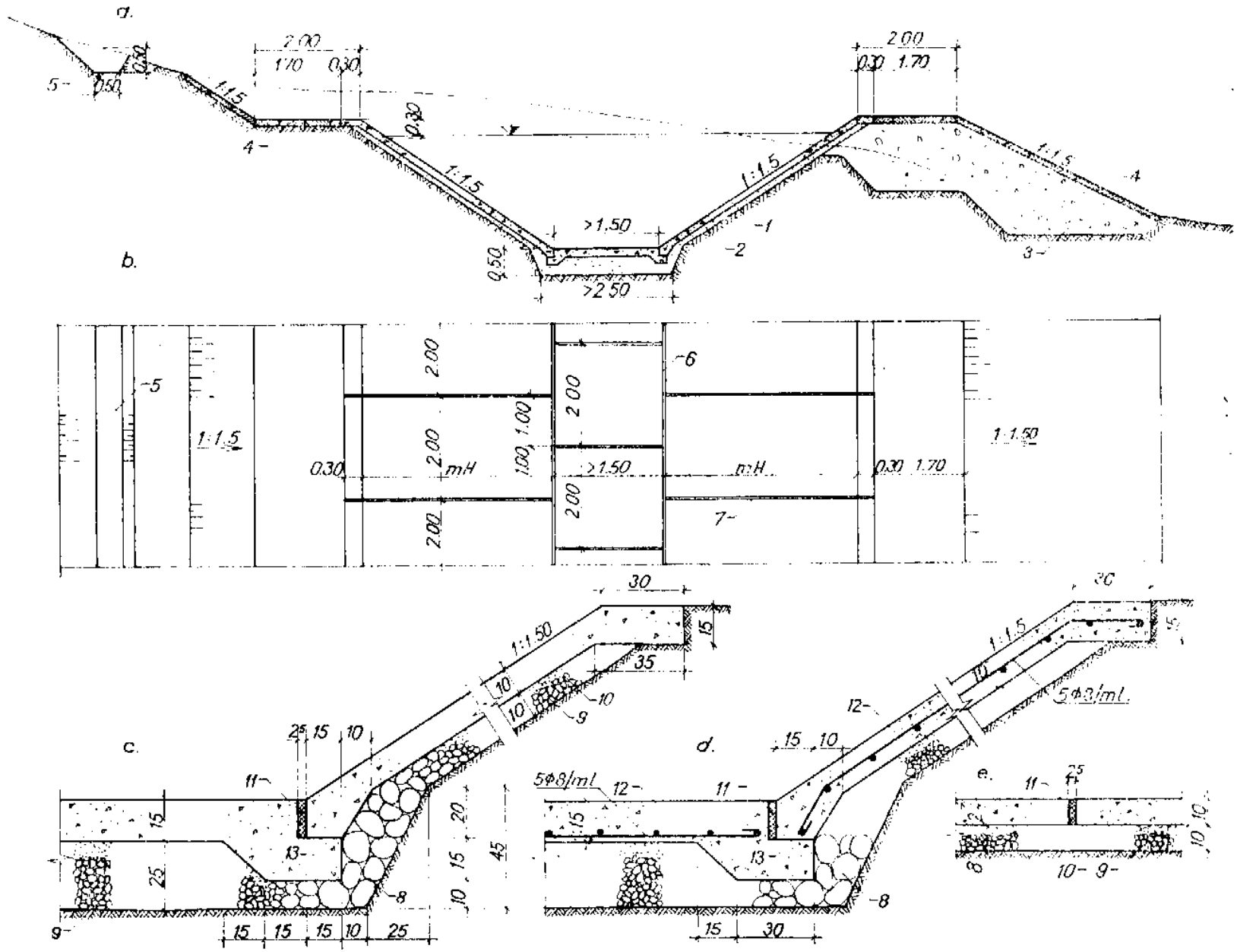


Fig. 12-15. Canalul Argeş-Dîmboviţa:

a — profil tip; *b* — vedere în plan; *c* — căptuşeală din beton simplu; *d* — căptuşeală din beton armat; *e* — rost transversal; *1* — placă de beton; *2* — strat drenant; *3* — umplutură compactată; *4* — brăzduire; *5* — şanţ de coastă; *6* — rost longitudinal; *7* — rost transversal; *8* — dren de bolovani cu $d > 7$ cm; *9* — pietriş; *10* — nisip; *11* — mastic bituminos; *12* — plasă de armare; *13* — carton bitumat.

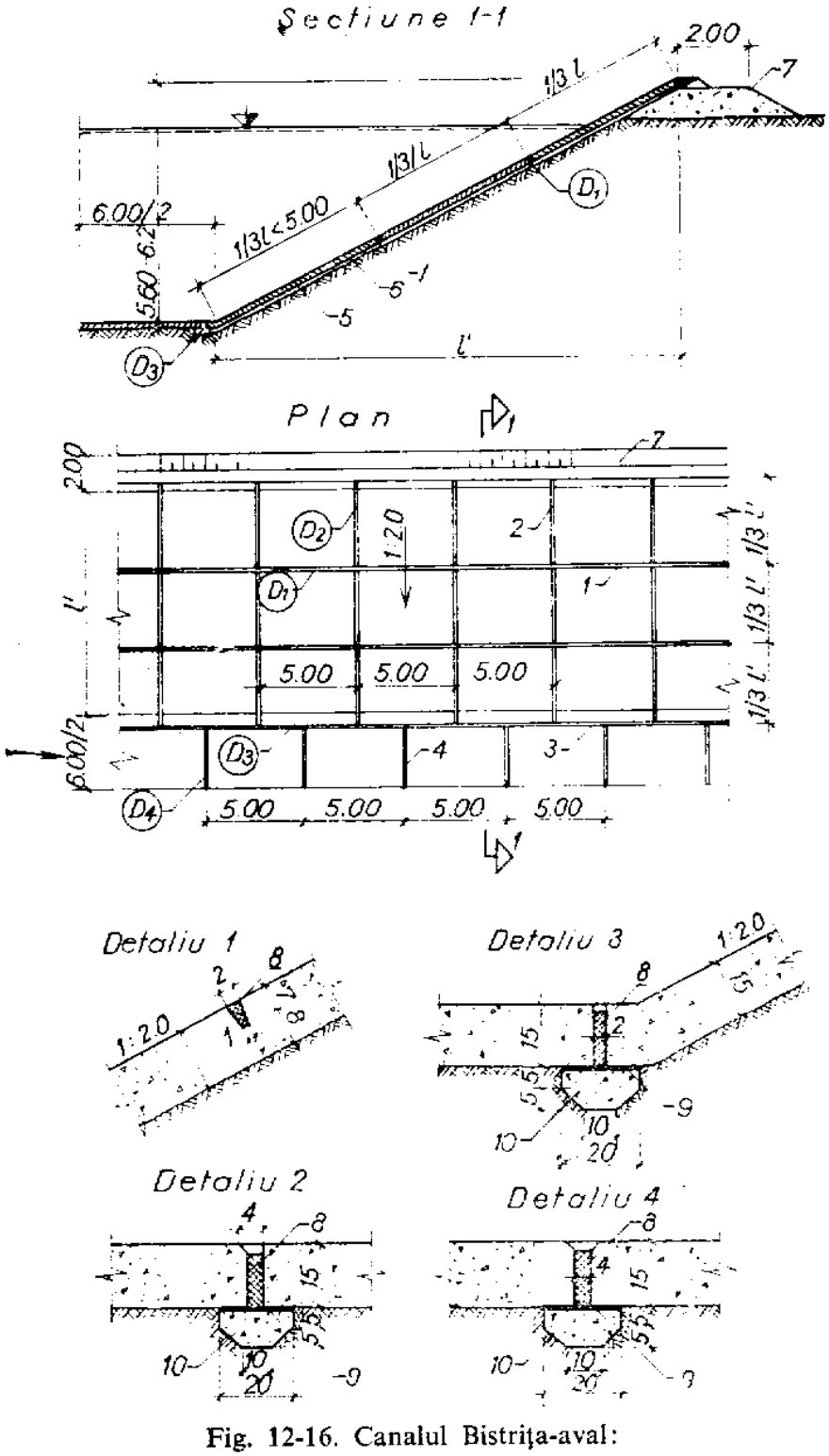


Fig. 12-16. Canalul Bistrița-aval:

1 — rost longitudinal pe taluz; *2* — rost transversal pe taluz; *3* — rost taluz-radier; *4* — rost transversal în radier; *5* — beton turnat; *6* — pământ stabilizat; *7* — bermă; *8* — mastic bituminos cu filer de azbest și calcar; *9* — amorsare cu bitum; *10* — grindă preturnată.

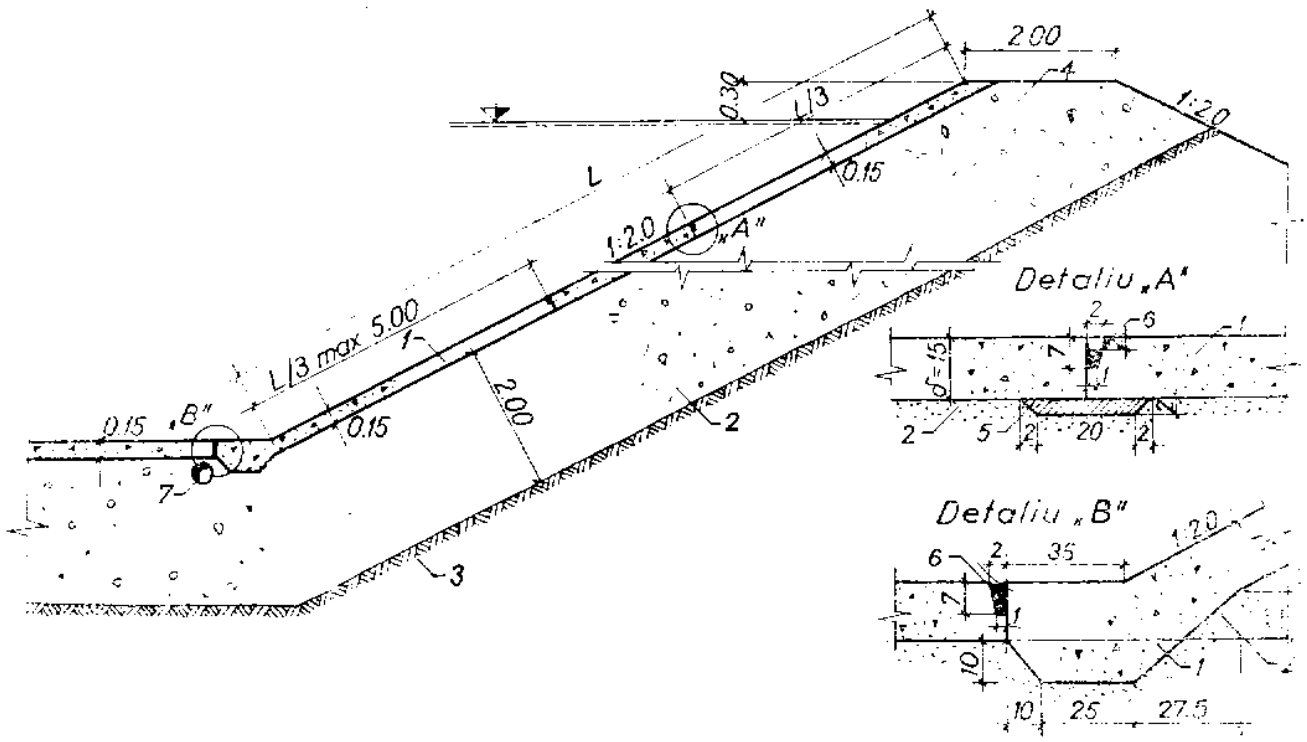


Fig. 12-17. Canalul Argeș-aval:
1 — placă de beton; *2* — umplutură din material drenant; *3* — linia excavației; *4* — bermă; *5* — șapă de mortar; *6* — mastic bituminos; *7* — dren longitudinal.

Căptușeala canalelor realizate la uzinele din aval de *U. H. Argeș* (fig. 12-17) respectă în general aceleași principii. Placa de pe taluz este îngroșată la picior și este separată prin rost de căptușeala fundului. Poziția tubului de drenaj este favorabilă, colectînd eventualele ape de infiltrație. Rosturile longitudinale de pe taluz sînt mai pretențios tratate, ele sprijinind pe o șapă de mortar executată în prealabil.

În figura 12-18 sînt prezentate cîteva soluții de sprijinire a piciorului taluzului betonat cînd nu se prevede rost de legătură cu radierul. Dacă fundul este căptușit cu pietriș sau este pereat, căptușeala se termină printr-o vută (fig. 12-18, *a*) sau o

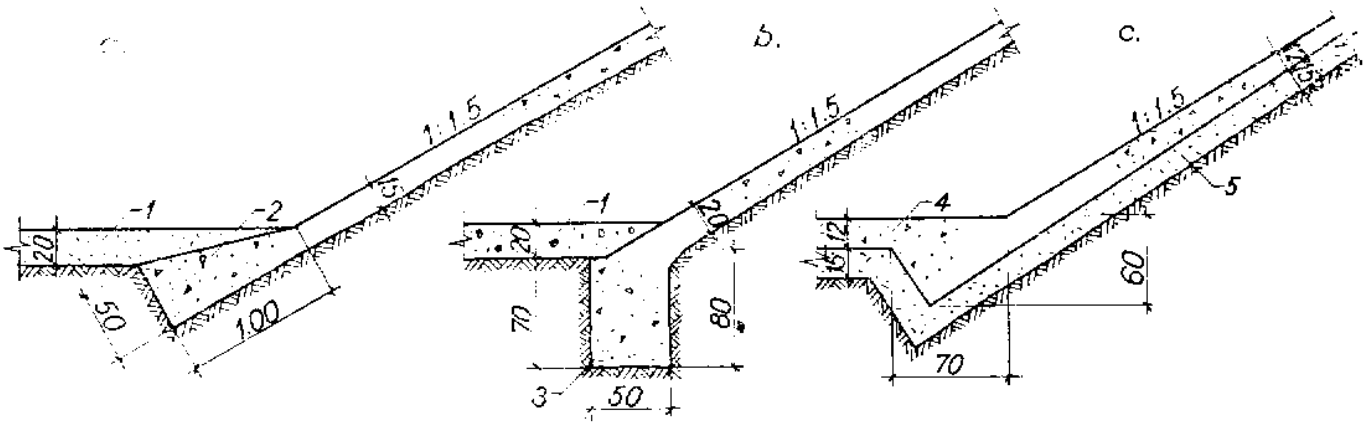


Fig. 12-18. Detalii de sprijinire a căptușelii taluzului:
a — cu îngroșare; *b* — cu grindă; *c* — cu legătură continuă; *1* — nisip sau pietriș; *2* — îngroșare; *3* — grindă; *4* — căptușeala fundului; *5* — beton poros.

grindă puternică (fig. 12-18, *b*) care îi asigură rezemarea. Dacă canalul se execută în teren foarte rezistent, unde nu sînt de așteptat tasări sau rotiri, se poate admite o legătură continuă între căptușeala taluzului și cea a radierului, executînd totuși îngroșarea de sprijinire (fig. 12-18, *c*).

Betoanele pentru căptușeală se execută cu dozaje de 200 ... 300 kg/m^3 pentru a asigura rezistențe mecanice și la gelivitate mari. În unele cazuri se execută betoane mai slabe, cu dozaje de 150 kg/m^3, cu condiția ca suprafața căptușelii să fie protejată cu o tencuială torcretată. Dacă apa se infiltrează însă în spatele torcretului, există pericolul distrugerii la îngheț.

În cazul canalelor executate în stîncă, căptușeala din beton turnat are numai rolul de a reduce rugozitatea și a proteja excavația (v. fig. 12-6). Grosimea se stabilește în funcție de neuniformitățile rocii după excavație.

27. Distanța între rosturi

Rosturile constructive (de lucru) și de contracție (permanente) din căptușelile de beton și de beton armat se consideră indispensabile, avînd în vedere efectul tasărilor și al variațiilor de temperatură. Rosturile de contracție prevăzute înlătură parțial sau total apariția fisurilor în căptușeală. Rosturile constructive, dispuse la distanțe de 2 ... 5 m, sînt necesare din condiții de execuție și în anumite cazuri, cînd mijloacele de execuție o impun, se prevăd și mai dese. Deformațiile din temperatură și din contracția betonului duc la limitarea distanței dintre rosturile permanente. În timpul răcirii și contracției scurtarea relativă este dată de:

$$\varepsilon = \alpha_{temp.}\Delta t + \varepsilon_{contr.}. \tag{12}$$

La creștere de temperatură și la umflarea betonului, după îmbibarea cu apă din canal, se produce o alungire relativă conform cu relația:

$$\varepsilon = \alpha_{temp.}\Delta t + \overline{\varepsilon_{umflare}}. \tag{13}$$

Deformațiile produse înainte de umplerea canalului provoacă un efort de tensiune:

$$\sigma_{tens} = (\alpha_{temp.}\Delta t + \varepsilon_{contr.})\, E_b. \tag{14}$$

Considerînd valorile uzuale [3] $\varepsilon_{contr} = 0{,}0005$; $E_b = 2{,}0 \times 10^5$ kg/cm^2; $\Delta t = 30°$ și $\alpha_{temp} = 10^{-5}$, se obține un efort $\sigma_{tens} = 160$ kg/cm^2, cu mult peste capacitatea de rezistență a betonului. Acest fapt justifică odată mai mult necesitatea rosturilor și indică în același timp limitarea forței maxime de tensiune care apare în beton la:

$$P_t = b\delta\sigma_t^{ad}, \tag{15}$$

unde:

b — lățimea căptușelii;

δ — grosimea căptușelii;

σ_t^{ad} — efortul de tensiune admisibil.

Pentru a se produce deformațiile arătate mai înainte căptușeala se deplasează pe suprafața stratului de egalizare către porțiunea ei mijlocie. Valoarea forței de frecare care se dezvoltă (P_f) la jumătatea distanței dintre rosturi este:

$$P_f = K\left(\delta b \frac{L}{2} \gamma_{capt.} + b \frac{L}{2} H\gamma_{apă}\right) f, \tag{16}$$

unde:

$\gamma_{capt.}$ — greutatea specifică a căptușelii;
$\gamma_{apă}$ — greutatea specifică a apei;
L — distanța dintre rosturi;
f — coeficientul de frecare dintre căptușeală și pat;
H — coloana de apă;
K — coeficientul care caracterizează neuniformitatea efortului și rezistenței în lungul căptușelii.

Condiția $P_f < P_t$ determină distanța L dintre rosturile permanente care evită fisurarea pe porțiunea dintre două rosturi:

$$K\left(b\delta \frac{L}{2} \gamma_{capt.} + b \frac{L}{2} H\gamma_{apă}\right) f \leqslant b\delta\sigma_t^{ad}, \tag{17}$$

de unde:

$$L = \frac{2\delta\sigma_t^{ad}}{K(\delta\gamma_{capt.} + H\gamma_{apă})f}. \tag{18}$$

Utilizarea acestei relații este însă îngreuiată de insuficiența datelor experimentale referitoare la valorile coeficienților K și f. Pentru $K = 0{,}5$ și $f = 0{,}8$, luînd $\sigma_t^{ad} = 5$ kg/cm^2, $\gamma_{capt.} = 2{,}2$ t/m^3 și variind coloana H și grosimea δ se obțin valorile din tabelul 12-4 [3].

TABELUL 12-4

δ (m) \ H (m)	1,0	2,5	5,	7,5	10,0
0.10	20.30	9.20	4.75	3.25	2.45
0.20	17.20	8.50	4.60	3.13	2.38
0.30	14.80	7.80	4.38	2.98	2.35

Cifrele de mai sus arată influența mare a adîncimii canalului comparativ cu aceea a grosimii căptușelii asupra valorii lui L. De remarcat însă că rosturile determinate pe baza relației (18) trebuie să existe și în sens longitudinal și transversal. Totuși, la unele căptușeli executate, rosturile longitudinale lipsesc. Se pot cita de asemenea cazuri în care rosturile lipsesc cu desăvîrșire, sau sînt mult mai rare, fără a provoca dificultăți în exploatare.

Practic distanța dintre rosturile permanente se ia de 3 ... 8 m. Dacă înălțimea taluzului depășește 6 ... 8 m, se prevăd și rosturi longitudinale. La lățimi mari ale canalelor cu fundul căptușit se prevăd de asemeni rosturi în radier.

28. Tipuri de rosturi

În figura 12-19 sînt prezentate principalele tipuri de rosturi aplicate în practică. Cele mai simple sînt cele de tip *a*, *b* şi *c*, la care rostul este realizat dintr-o scîndură care serveşte şi drept cofraj lateral. În unele cazuri lemnul se înlocuieşte cu mastic bituminos în fîşii prefabricate. Pentru a mări etanşeitatea, la tipurile *b* şi *c* s-a realizat o legătură între plăcile adiacente, la partea inferioară sau superioară, pe o grosime de 2 ... 3 cm. Mai eficient este rostul de tip *d* umplut parţial cu bitum şi apoi protejat cu mortar de ciment. Cea mai bună soluţie, dar şi cea mai scumpă, este rostul cu tolă metalică (cel mai des de cupru) ca tipurile *e*, *f* şi *k*. În rost se prevede mastic bituminos. Rostul de tip *g* este recomandat de *Creager* [5] cu specificaţia ca scîndura să fie uscată la turnarea betonului. Apa din betonul proaspăt provoacă umflarea lemnului, fenomen care se menţine chiar în timpul contracţiei. La tipul *h*, sub rost se plasează o mică grindă de beton. În cazul *i*, rostul nu mai are o suprafaţă plană ci este şicanat, pentru a mări drumul de infiltraţie. Mai eficiente sînt rosturile *călcătoare*, de tip *j* [3] . Rostul cu bandă de cauciuc de tip *l* se poate aplica dacă canalul este în permanenţă plin.

Se recomandă ca deschiderea rosturilor permanente să fie de 1/20 ... 1/100 din grosimea căptuşelii, iar după alte criterii [1], de $\frac{1}{1\,000}$ ... $\frac{1}{2\,000}$ din distanţa dintre rosturi.

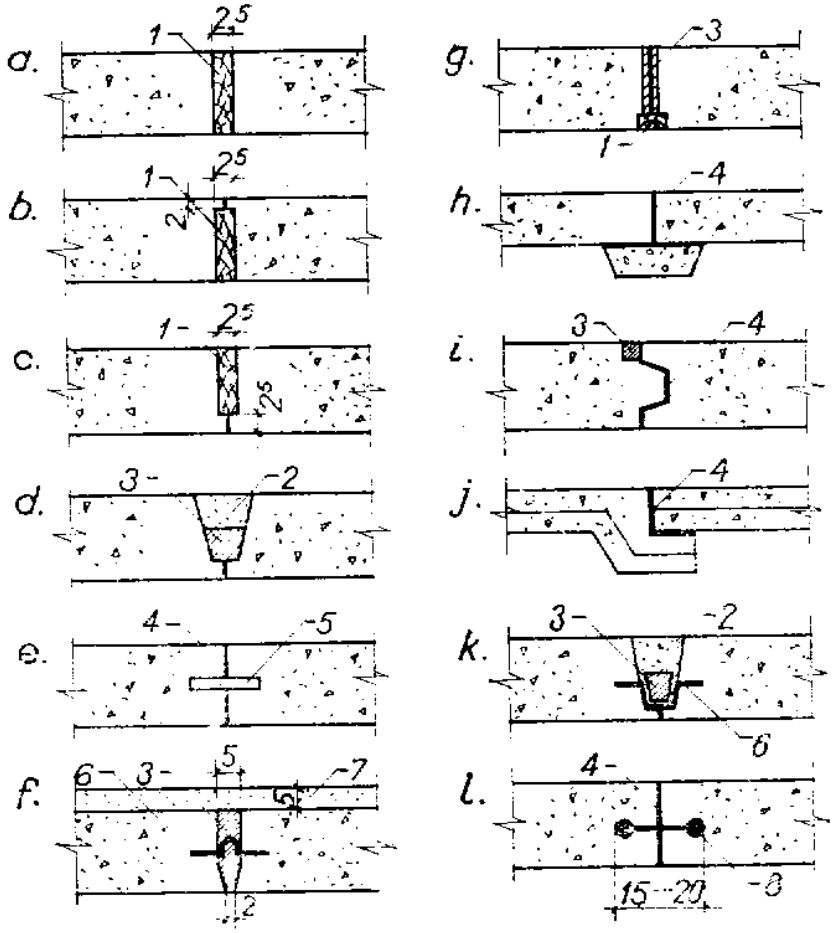


Fig. 12-19. Diferite tipuri de rosturi la căptuşelile de beton:
1 — şipcă de lemn; *2* — mortar de ciment; *3* — filer bituminos; *4* — vopsea de bitum; *5*—plăcuţă de oţel; *6*—tolă de cupru; *7* — tencuială; *8* — bandă de cauciuc.

29. Căptușeli de beton prefabricate

Utilizarea lor poate fi indicată de considerente economice sau cînd permeabilitatea mare a terenului îngreuiază turnarea betonului, la fața locului. Avantajul căptușelilor prefabricate constă în controlul calității betonului turnat în condiții industriale și în posibilitatea de reducere corespunzătoare a grosimii. Dezavantajele constau în numărul mare de rosturi, care favorizează infiltrațiile, și în rugozitatea sporită prin poziția decalată a plăcilor.

În execuție căptușelile prefabricate impun o organizare minuțioasă și necesită mijloace de transport și de punere în operă. Pentru a fi competitive cu căptușelile turnate pe loc, se cere un flux continuu de execuție și mînă de lucru calificată. Au avantajul că pozarea lor poate continua și pe timp friguros, cînd lucrările de turnare a betonului sînt oprite.

Plăcile se așază pe un strat de egalizare din pietriș. Dimensiunile lor sînt dictate de condițiile de transport și de punere în operă. Grosimile uzuale sînt 8 ... 15 cm, iar suprafața este de 0,5 × 0,5 sau 1,0 × 1,0 m, cu formă rectangulară sau hexagonală. Dozajul de ciment este de 200 ... 250 kg/m^3, iar în cazul căptușelilor mai pretențioase el ajunge la 250 ... 300 kg/m^3. Rosturile sînt de obicei simple și umplute cu bitum sau mastic bituminos.

În figura 12-20 este arătat un exemplu de căptușeală prefabricată cu plăci de 30 ... 40 cm grosime, de 0,77 × 0,77 m și cu greutatea unui element de 400 ... 500 kg. Rosturile realizează un efect de nut și feder pentru legarea plăcilor. Se remarcă vatra de sprijin de la piciorul taluzului și forma specială a plăcilor perimetrale.

30. Căptușeli de beton armat

În cazul cînd există pericolul unor tasări mai importante, sau cînd sînt de așteptat variații mari de temperatură, căptușelile se execută din beton armat. Grosimea acestora este de 6 ... 15 cm, iar procentul de armare este de 0,2 ... 0,4 %. Armăturile se dispun sub forma unei plase situate la jumătatea grosimii, utilizîndu-se armături de 5 ... 8 mm diametru, cu ochiuri de 25 ... 30 cm (v. fig. 12-15, *d*).

Rosturile se execută la distanțe mai mari decît la căptușelile de beton simplu (8 ... 15 m). În unele cazuri nu se prevăd deloc rosturi permanente, ci se lasă numai rosturi provizorii de contracție, la distanțe de 15 ... 20 m, completîndu-se ulterior cu beton (fig. 12-21, *a*). La piciorul taluzului se asigură continuitatea armăturilor de pe fund și a celor de pe taluz (fig. 12-21, *b*).

31. Căptușeli torcretate

Căptușelile din tencuială de ciment torcretată în 1 ... 3 straturi se aplică în cazul canalelor de dimensiuni mici, săpate în nisipuri sau pietrișuri uscate. Ele asigură reducerea infiltrațiilor și a rugozității. Grosimea straturilor variază între 0,5 ... 1,5 cm fiecare. Torcretul se aplică pe o plasă de sîrmă ⌀ 2 mm sau pe tablă

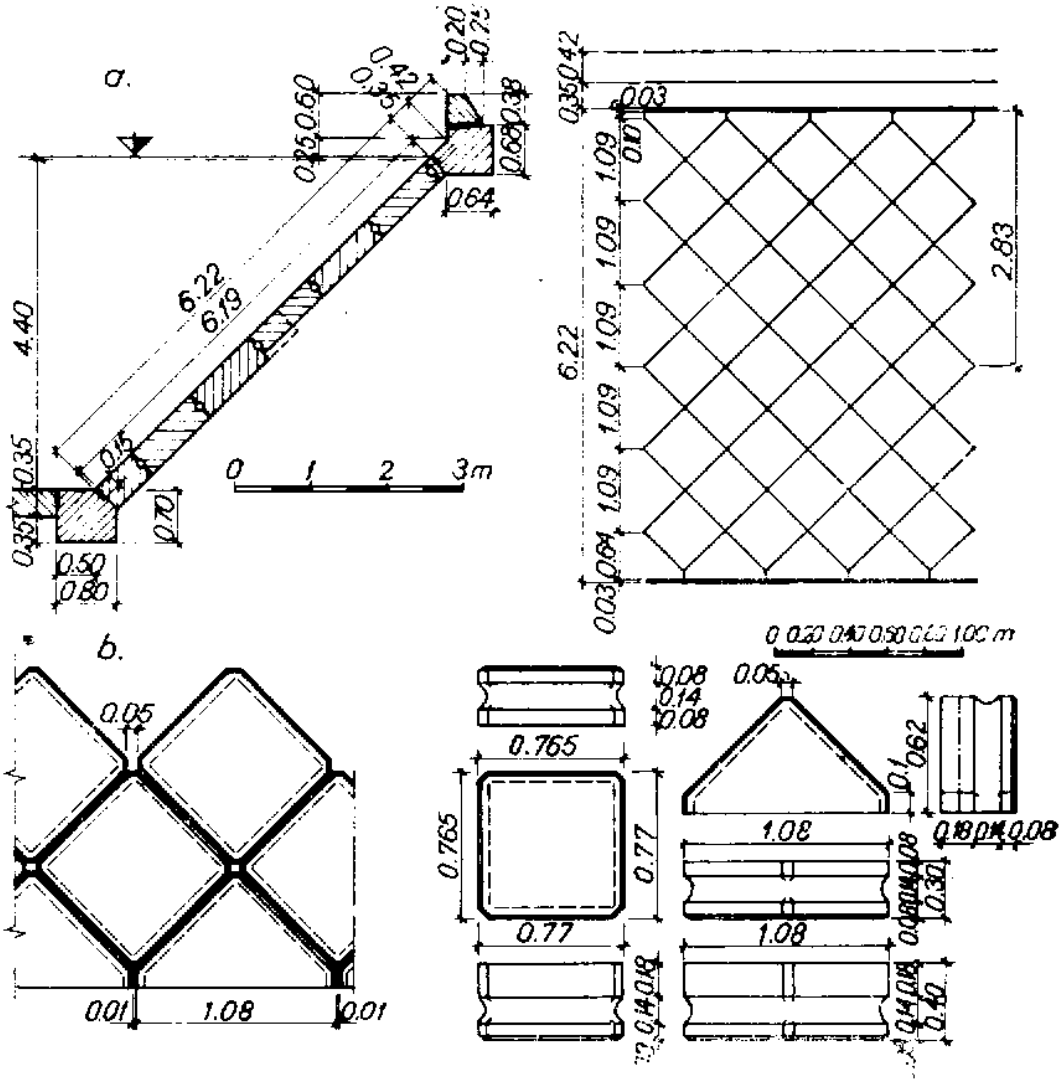


Fig. 12-20. Canal căptuşit cu plăci de beton prefabricate:
a — aşezarea plăcilor; *b* — detalii de îmbinare şi formă.

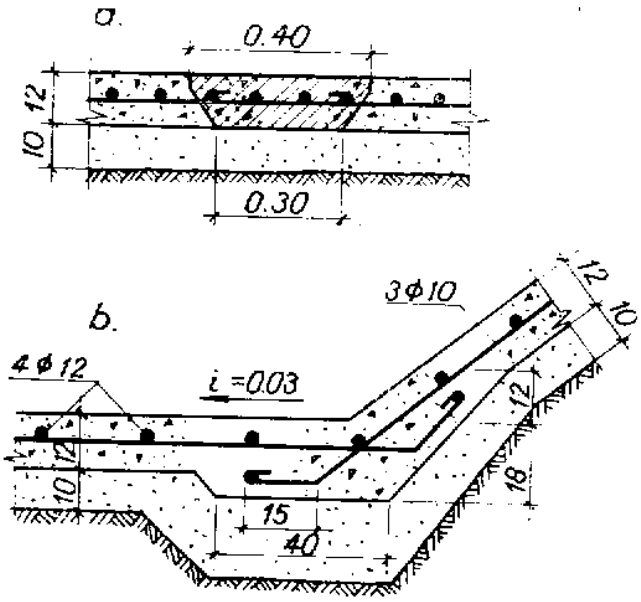


Fig. 12-21. Detalii la căptuşeli de beton armat:
a — rost de lucru; *b* — petrecerea armăturilor la baza taluzului.

perforată. Între torcretarea straturilor succesive se lasă un interval de 2 ... 3 zile. Uneori sînt recomandabile rosturi la 2 ... 3 m distanță, deși ele se pot executa și fără rosturi.

La canalele executate în stîncă se aplică uneori o torcretare simplă numai pentru acoperirea denivelărilor.

32. Căptușeli asfaltice și bituminoase

Aceste căptușeli prezintă avantajul unei impermeabilități, elasticități și plasticități mai bune decît a betonului, ceea ce le permite să urmărească fără fisurări eventualele tasări ale taluzurilor. În exploatare s-au dovedit foarte eficiente, deși s-au utilizat cu precădere numai pentru canalele de irigații [4].

Căptușelile de beton asfaltic se execută într-un strat de 5 ... 8 cm grosime, peste un strat de egalizare de pietriș (fig. 12-22, *a*). Pentru prepararea betonului asfaltic se utilizează un bitum cu punct de topire ridicat, în proporție de 6 ... 9%. Punerea în operă se face la o temperatură de minimum 140°C.

Pentru a evita degradarea produsă de vegetație (factorul principal), taluzurile și fundul canalului se stropesc cu ierbicide, sau înainte de turnarea căptușelii se execută o fundație rigidă, de 5 cm beton sau pămînt stabilizat cu ciment și compactat (fig. 12-22, *b*) [3].

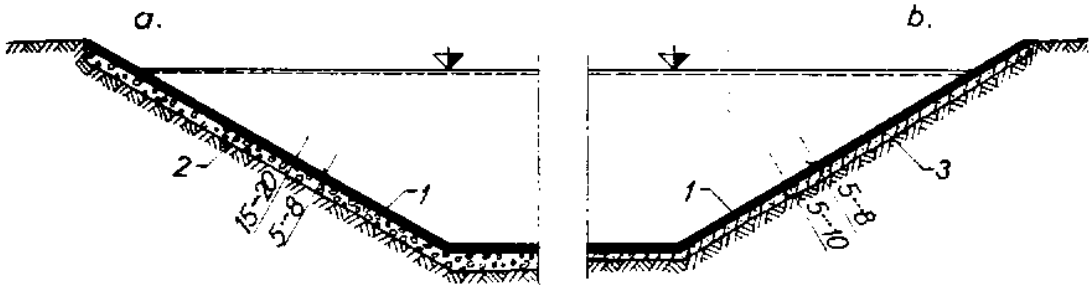


Fig. 12-22. Căptușeli bituminoase:
a — pe strat suport; *b* — pe fundație rigidă; *1* — beton asfaltic; *2* — pietriș sau piatră spartă; *3* — beton poros.

Căptușelile bituminoase executate la rece se pun în operă la 20 ... 40°C, fiind mai ieftine dar nu tot atît de eficace. Ele se toarnă în două straturi, primul de bitum pur, pentru a stabiliza terenul, și al doilea din bitum și nisip, sau bitum și praf diatomeic. Agregatul ridică punctul de înmuiere al bitumului la 60°C. Grosimea căptușelii este de 3 ... 5 cm, executîndu-se succesiv operațiile: stropirea cu petrol 2,3 l/m² împotriva vegetației, stratul de bitum pur cu 2,5 l/m² și apoi bitum cu nisip 3,5 ... 4,5 l/m².

Durabilitatea căptușelii crește cu cît variațiile de temperatură sînt mai reduse și cu cît aceasta este protejată împotriva acțiunilor mecanice.

33. Căptușeli bentonitice

Se execută dintr-un strat de bentonită uscată și apoi un amestec de bentonită și pămînt umed, care se compactează. După *B. Bauzil* [3], o căptușeală de 5 ... 8 cm grosime, protejată cu nisip în grosime de 10 ... 20 cm, îndeplinește toate cerințele.

34. Drenarea căptuşelilor

Sub căptuşelile impermeabile este necesar întotdeauna să se prevadă un strat de nisip grosier, pietriş, sau piatră spartă, care pe lîngă rolul de egalizare are şi funcţia de drenaj. În caz contrar, dacă nivelul apei subterane se ridică peste nivelul apei din canal, apar presiuni periculoase pe suprafaţa inferioară a căptuşelii, putînd-o deteriora.

Stratul drenant trebuie să comunice cu canalul pentru ca, la coborîrea nivelului apei în canal, să coboare şi nivelul apei subterane. Comunicarea nu se poate realiza prin nişte simple orificii, deoarece acestea se colmatează în timp, prin antrenarea particulelor fine din teren. Sub căptuşeala fundului se execută de obicei puţuri de drenaj, înconjurate de un filtru invers şi acoperite cu o placă de beton; aceasta se ridică la creşterea presiunii din stratul drenant (fig. 12-23).

Drenarea trebuie asigurată în egală măsură şi pentru căptuşeala de pe taluz. Dacă canalul este executat prin excavaţie parţial în rocă, parţial în aluviuni (fig. 12-24), se prevede un drenaj la nivelul rocii, prin tuburi de colectare longitudinală, şi o drenare a taluzului, prin barbacane dispuse transversal canalului, la distanţe de 3 ... 5 m. Barbacanele de pe taluz au o construcţie asemănătoare cu aceea a puţurilor de drenaj din radier.

Cînd canalul este executat în întregime în strat aluvionar şi sînt de aşteptat ridicări ale nivelului pînzei freatice, drenajul se execută la piciorul taluzului, aşezînd însă căptuşeala pe un strat filtrant de pietriş. Evacuarea drenului colector longitudinal se face prin ţevi care comunică cu interiorul canalului prin clapete de închidere; acestea se ridică la creşterea presiunii exterioare. Este necesară supravegherea acestor dispozitive care se pot bloca în timp, datorită depunerilor sau ruginii (fig. 12-25, *a*). Tuburile de drenaj se execută din beton, fontă sau material ceramic, avînd orificii de colectare pe contur (fig. 12-25, *b*).

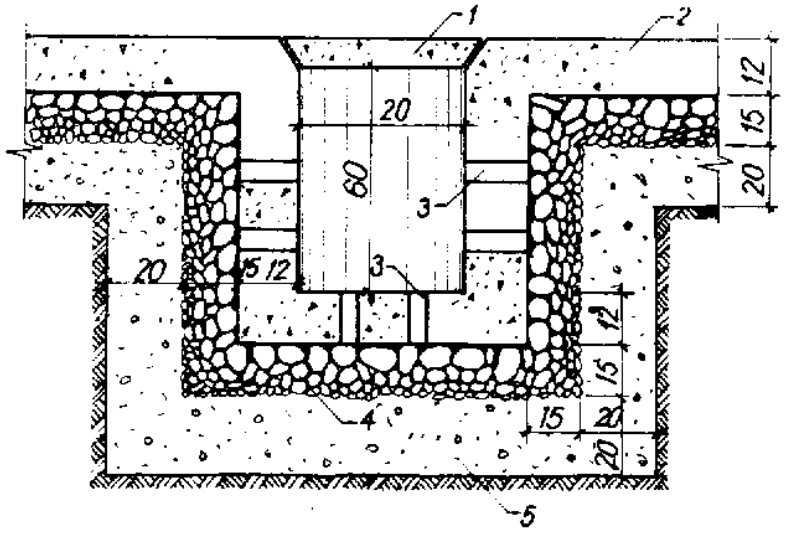


Fig. 12-23. Alcătuirea unui puţ de drenaj:
1 — placă de beton; *2* — căptuşeală; *3* — orificii de colectare; *4* — filtru invers; *5* — nisip cu pietriş.

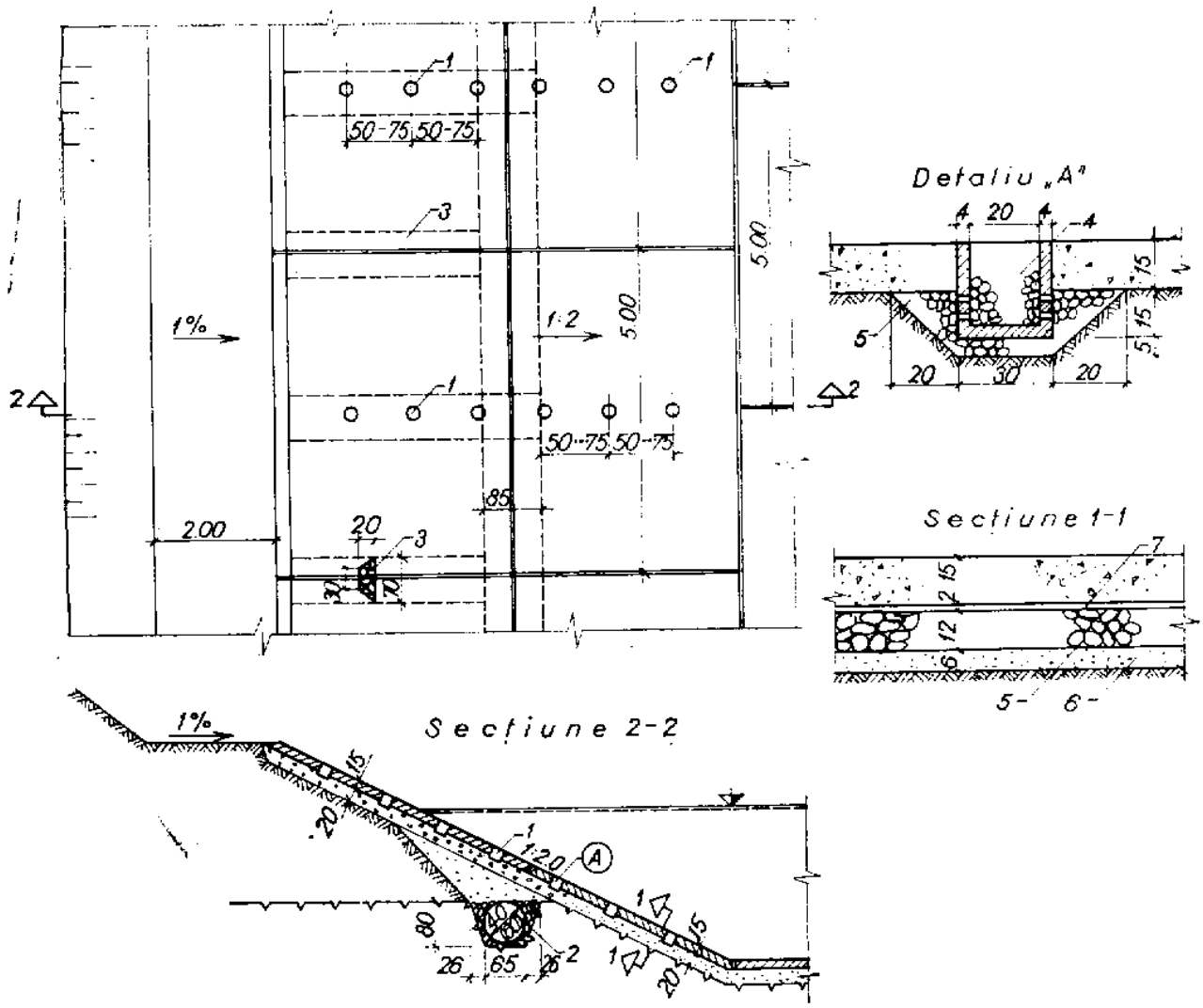


Fig. 12-24. Sistemul de drenaj al canalelor pozate parțial în rocă:
1 — barbacană; *2* — tubație de drenaj; *3* — drenaj de rost (piatră spartă); *4* — pietriș 40 ... 70 mm; *5* — pietriș 10 ... 40 mm; *6* — nisip; *7* — strat de egalizare.

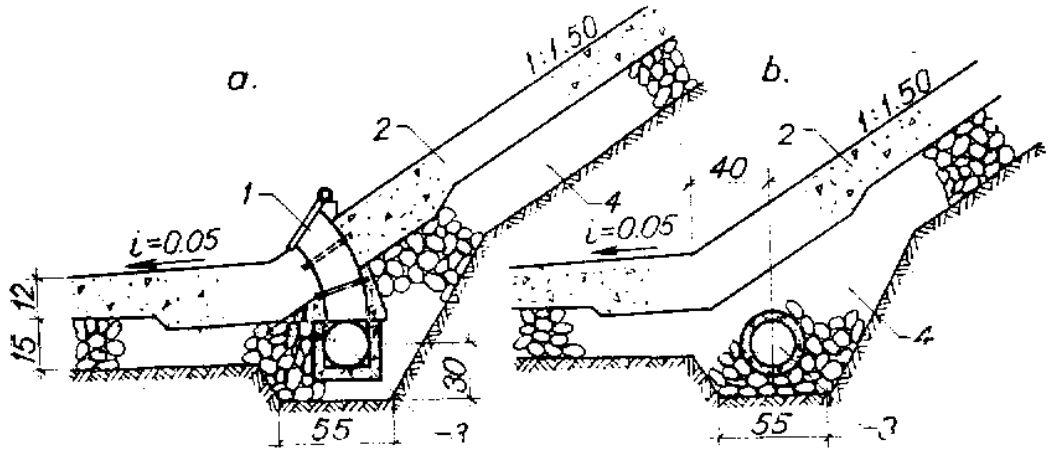


Fig. 12-25. Drenaj la piciorul taluzului:
a — debușare; *b* — profil transversal tip; *1* — clapetă; *2* — căptușeală de beton; *3* — tubație; *4* — pietriș.

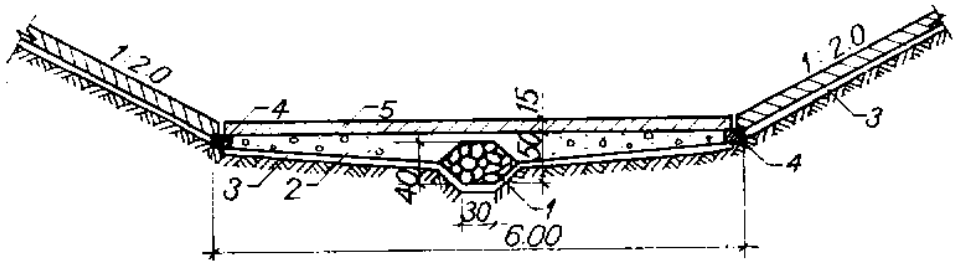


Fig. 12-26. Drenarea radierului:
1 — pietriș 20 ... 50 mm; *2* — balast; *3* — strat de pămînt stabilizat; *4* — grindă preturnată; *5* — radier.

În unele situații este suficientă execuția unui singur drenaj în axul canalului atît pentru taluzuri cît și pentru radier (fig. 12-26). Colectarea se face în prismul de pietriș de unde apa se evacuează în exterior prin tubații transversale care debușează în secțiunile de profil mixt ale canalului.

Cînd canalul este executat în umplutură drenajul se realizează prin rigole laterale, care colectează apa de infiltrație, la fel ca la diguri.

§ 6. PROCEDEE DE EXECUȚIE

35. Execuția săpăturilor

Excavațiile pentru realizarea unui canal se execută manual sau mecanic în funcție de importanța lucrării și de condițiile locale. Ca mijloace mecanice se utilizează în mod curent excavatoare cu lingură dreaptă sau inversă, dragline și în unele cazuri excavatoare cu cupe. La canale de secțiune redusă se utilizează uneori mașini speciale de săpat, care realizează canalul la profilul definitiv.

În timpul excavației trebuie evitată cu grijă orice supraprofilare. Planul de execuție al lucrării se întocmește astfel încît între terminarea săpăturilor unui tronson și execuția căptușelii să nu existe pauze mari. Săpăturile lăsate descoperite mult timp se degradează și necesită completări în profil care duc la puncte slabe în căptușeala canalului. Acolo unde sînt necesare completări la profil, rezultate din depășiri de săpătură sau din degradări, acestea se vor face cu bolovani mari bine îndesați în teren, sau prin plombe de beton.

Transportul materialului excavat se face cu autocamioane, vagonete sau benzi transportoare.

Cînd transportul nu se face în lungul canalului, pămîntul rezultat din săpătură se depune în depozite laterale. Baza unui depozit trebuie să fie situată la o distanță de cel puțin 2 ... 3 m de la marginea taluzului canalului, pentru ca suprasarcina să nu provoace alunecarea terenului.

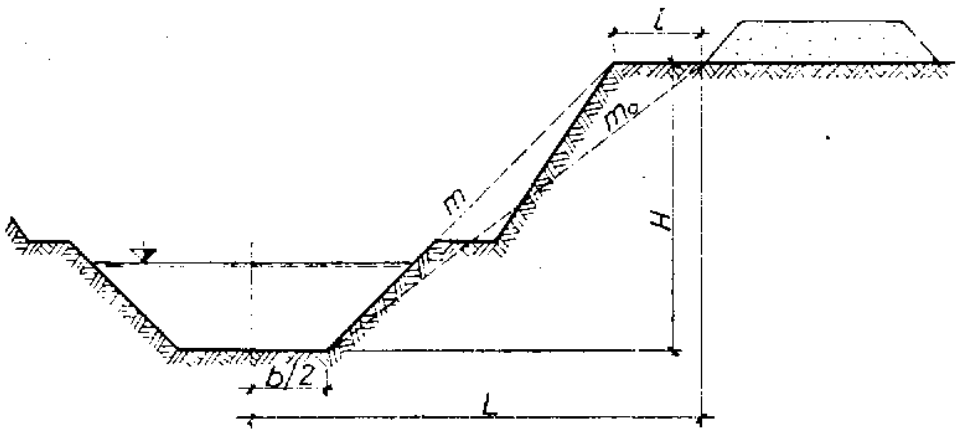


Fig. 12-27. Determinarea distanței pînă la depozitul de pămînt.

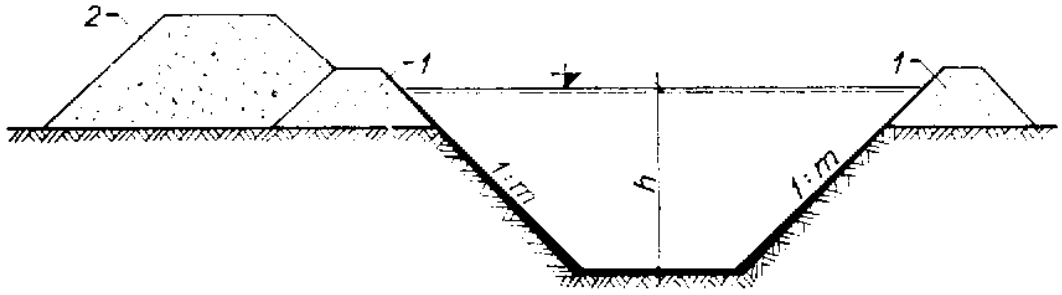


Fig. 12-28. Poziția depozitului de pămînt la canale în semiumplutură:
1 — dig lateral; *2* — depozit.

O determinare mai exactă a distanței pînă la depozit se poate face pe baza notațiilor din figura 12-27, cu relația:

$$L \geqslant \frac{b}{2} + m_0 H, \tag{19}$$

unde m_0 este o pantă fictivă mai dulce cu 10 ... 15% decît panta taluzului canalului [1].

La canalele în profil mixt, cînd volumul de săpătură este mai mare, depozitul de pămînt se așază în continuarea digurilor laterale (fig. 12-28).

36. Execuția umpluturilor

Pentru execuția umpluturilor se folosește pe cît posibil materialul rezultat din săpături. Atunci cînd compensarea nu este posibilă se utilizează gropi de împrumut. Adîncimea acestora se limitează la 1,00 ... 1,50 m, asigurîndu-se scurgerea apei din interiorul lor (fig. 12-29). Marginea gropii trebuie să fie situată la o distanță de 2 ... 3 m de la piciorul exterior al umpluturii [1].

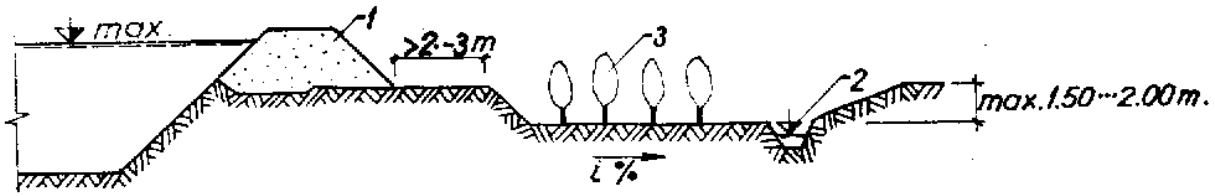


Fig. 12-29. Poziția gropii de împrumut:
1 — dig lateral; *2* — rigolă colectoare; *3* — plantație.

La execuția umpluturilor trebuie să se țină seama de tasările ulterioare și să se dea o supraînălțare corespunzătoare. În funcție de tipul pămîntului se recomandă următoarele supraînălțări, exprimate în procente din înălțime [3]:

— nisip și pietriș ..... 2 ... 7%
— pămînt pietros ..... 5 ... 10%
— pămînt argilos 12%
— umplutură din fragmente de stîncă .. 1 ... 2%.

Zonele de umpluturi se vor executa cu cel puțin o iarnă înainte de execuția căptușelii pentru a da posibilitatea consumării unei părți din tasări. Umplutura se așază după înlăturarea stratului vegetal, pe terenul sănătos. Materialul vegetal excavat nu se folosește la execuție.

Compactarea umpluturii se face cu mijloace mecanice. Dacă umplutura se execută fără o compactare specială trebuie luată în considerație afînarea pămîntului, care variază după natura acestuia. Mai jos se indică orientativ coeficienții de afînare:

— nisip și pietriș ..... 0 ... 2%
— pămînt pietros 5%
— pămînt argilos ..... 5 ... 10%
— stîncă ..... 20 ... 30%

La transportul pămîntului trebuie să se considere coeficienți de afînare mai mari:

— nisip și pietriș 15%
— pămînt argilos și pietros 25%
— stîncă ..... 30 ... 40%

37. Execuția căptușelilor

La canalele de lungime mare și la toate lucrările importante se prevede execuția semimecanizată sau complet mecanizată a căptușelilor.

Punerea în operă a căptușelilor de beton se face cu ajutorul podurilor mobile sau al unor mașini speciale, care asigură atît turnarea cît și compactarea betonului. Podurile mobile sînt echipate cu tuburi metalice (hoboți) prin care betonul, care este adus cu vagonetul pe pasarela superioară, se toarnă pe fundul și taluzurile canalului. Răspîndirea și compactarea se fac cu mijloace manuale.

O organizare mai simplă este aceea în care betonul este adus cu autocamioanele în bene. Autocamioanele circulă pe fundul canalului, iar benele sînt ridicate cu ajutorul unei macarale și apoi trase pe taluz cu trolii, pe plan înclinat. După răspîndirea betonului urmează operația de compactare care se face cu cilindrul compresor tras de același troliu.

La execuția complet mecanizată a căptușelilor se utilizează mașini speciale care se deplasează pe fundul canalului și sînt echipate cu betoniere. Betoniera alimentează un buncăr ce se deplasează pe un cadru metalic paralel cu taluzul. Betonul se descarcă din buncăr pe taluz și se nivelează cu un dispozitiv special, care îi asigură în același timp și compactarea. Compactarea finală este efectuată de un cilindru cu presiunea de compactare reglabilă.

Căptușelile de beton prefabricat se montează cu ajutorul macaralelor care se deplasează pe fundul canalului sau pe mal. Uneori se pot prevedea excavatoare tip macara pe șenile pe ambele maluri.

§ 7. REGIMUL DE IARNĂ

38. Formarea și combaterea gheții de suprafață

În perioadele reci ale anului, la canalele importante apare inconvenientul creat de îngheț. Gheața plutitoare de suprafață sau podul de gheață sînt mai puțin periculoase pentru exploatare. Dificultățile sînt legate de apariția zaiului în cantități mari, care perturbă atît curgerea prin canal, prin reducerea secțiunii, cît și folosința (în special în cazul uzinelor hidroelectrice).

Apariția înghețului pe canale este în cea mai mare măsură condiționată de viteza de curgere a apei. La viteze de 0,5 ... 0,6 m/s și la temperaturi scăzute, la suprafața apei se formează repede un strat de gheață. La viteze mai mari, formarea stratului este îngreuiată. Cînd viteza atinge 1,2 ... 1,5 m/s, grosimea gheții se reduce sau cel puțin creșterea ei în continuare este oprită [1]. La viteze de 2,0 ... 2,5 m/s gheața nu se formează de loc la suprafață, însă apare zaiul, datorită suprarăcirii apei.

Grosimea stratului de gheață poate fi determinată cu formula empirică a lui *Bîdin* [3]:

$$h_g = \alpha \sqrt{\Sigma t}, \tag{20}$$

în care:

h_g — grosimea gheții, în cm;

Σt — suma temperaturilor negative ale aerului, începînd cu perioada cînd se formează stratul de gheață și terminînd cu data cînd se determină grosimea gheții, în °C;

α — un coeficient în funcție de temperaturile care se însumează, și anume $\alpha = 2$, dacă se însumează temperaturile medii zilnice, $\alpha = 11$, dacă se însumează temperaturile medii lunare.

39. Formarea şi combaterea zaiului

Formarea zaiului, care aduce cele mai mari inconveniente în exploatare, poate fi prevenită sau cel puţin redusă ca intensitate prin crearea unui covor de gheaţă de 10 ... 15 cm grosime, care împiedică suprarăcirea apei şi disiparea căldurii formate în timpul cristalizării. În acest scop se poate micşora temporar viteza de curgere pe canal, pînă la formarea unui strat de gheaţă.

Dacă clima este mai caldă, sau celelalte condiţii sînt favorabile şi prezenţa zaiului nu este supărătoare, este bine să se renunţe la crearea artificială a stratului de gheaţă. La aceeaşi adîncime a apei pe canal, capacitatea de curgere se reduce cu circa 30% datorită covorului de gheaţă.

O altă cale de evitare a formării zaiului constă în eliminarea punctelor de cristalizare a zaiului, prin eliminarea suspensiilor grosiere din apa transportată. În asemenea situaţii este foarte indicată prevederea desnisipatorilor după punctele de captare.

§ 8. CALCULE HIDRAULICE

40. Regim de curgere uniform

Debitul care curge printr-un canal se calculează cu relaţia:

$$Q = vA, \tag{21}$$

unde A este aria de curgere, iar v este viteza medie, care după *Chézy* are expresia:

$$v = C\sqrt{RJ}. \tag{22}$$

Coeficientul C depinde de raza hidraulică şi de rugozitatea fundului şi pereţilor canalului. Pentru determinarea valorii lui există o serie de formule mai vechi (Bazin, Ganguillet-Kutter, Manning etc.) sau mai noi (Agroskin) [9]. Cele curent utilizate sînt:

— *formula Manning:*

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} = kR^{1/6}, \tag{23}$$

unde k se numeşte coeficient de viteză, iar n coeficient de rugozitate, dependenţi de tipul canalului; R este raza hidraulică;

— *formula Pavlovski:*

$$C = \frac{1}{n} R^{y} = kR^{y}, \tag{24}$$

care este recomandabilă pentru $R \leqslant 3$ m; valoarea exponentului y este:

$$y = 2{,}5\sqrt{n} - 0{,}13 - 0{,}75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0{,}10);$$

— *formula Forcheimer:*

$$C = \frac{1}{n} R^{0,2}; \tag{25}$$

— *formula Ganguillet — Kutter:*

$$C = \frac{23 + \frac{0,00155}{J} + \frac{1}{n}}{1 + \frac{\left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) n}{\sqrt{R}}}; \tag{26}$$

această formulă are și o formă simplificată pentru pante mai mari ($i \geqslant 0,0005$):

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n}}{1 + \frac{23n}{\sqrt{R}}}. \tag{27}$$

Coeficientul de rugozitate n este același în toate formulele de mai sus.

— *formula Bazin:*

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}; \tag{28}$$

această formulă nu are o scară suficient de bine elaborată pentru coeficientul γ și este aplicată mai rar decît celelalte;

— *formula Agroskin:*

$$C = 17,72 \ (K + \log R), \tag{29}$$

care introduce coeficientul K pentru a caracteriza rugozitatea suprafeței.

Valorile coeficientului de viteză k și de rugozitate n din formulele *Manning — Pavlovski* și ale coeficientului K din formula *Agroskin* sînt prezentate în tabelul 12-5 funcție de tipul canalului [3].

TABELUL 12-5

Tip de căptușeală	Condiții	Coeficient de viteză $k = \frac{1}{n}$	Coeficient de rugozitate	
			n	K (Agroskin)
1	2	3	4	5
Din lemn	Scînduri geluite, îngrijit lucrate	100,0	0,010	5,64
	Lemn masiv	90,9	0,011	5,12
	Scînduri geluite cu manoperă neîngrijită sau învechite	90,9	0,011	5,12
	Scînduri negeluite, execuție îngrijită	83,3	0,012	4,70
	Scînduri negeluite, vechi sau cu execuție neîngrijită	76,9	0,013	4,33
	Canale de lemn, uzate	71,4	0,014	4,02

Tabelul 12-5 (continuare)

1	2	3	4	5
Din beton	Şapă de ciment	100,0	0,010	5,64
	Mortar de ciment cu 1/3 nisip	90,9	0,011	5,12
	Beton în cofraje metalice	83,3	0,012	4,70
	Beton în cofraje geluite	76,9	0,013	4,33
	Beton aspru	66,7 ... 58,5	0,015 ... 0,017	3,76 ... 3,32
	Stîncă cu cămăşuială de beton	50,0	0,020	2,82
Din cărămidă	Execuţie îngrijită	76,9	0,013	4,33
	Execuţie medie	66,7	0,015	3,76
	Veche şi uzată	58,8	0,017	3,32
Din piatră	Piatră netezită îngrijit	58,8	0,017	3,32
	Canale tăiate în rocă cu execuţie îngrjită	50,0 ... 44,4	0,020 ... 0,0225	2,82 ... 2,50
	Idem, cu execuţie medie	40,0 ... 33,3	0,025 ... 0,030	2,25 ... 1,88
	Idem, cu execuţie neîngrijită	25,0 ... 20,0	0,040 ... 0,050	1,41 ... 1,13
	Calupuri netede	76,9	0,013	4,33
	Calupuri aşezate cu îngrijire	66,7	0,015	3,76
	Calupuri în mortar cu manoperă îngrijită	58,8	0,017	3,32
	Idem, cu execuţie medie	50,0	0,020	2,82
	Pietre asimetrice colţuroase	44,4	0,0225	2,50
	Zidărie uscată	50,0 ... 40,0	0,020 ... 0,025	2,82 ... 2,25
Necăptuşite	Canale de pămînt avînd pietre de rîu mari	33,3 ... 30,0	0,030 ... 0,033	1,88 ... 1,71
	Canale de pămînt în loess sau nisip, cu execuţie foarte îngrijită	55,6	0,018	3,13
	Idem, cu execuţie medie	50,0	0,020	2,82
	Canale mari cu execuţie şi întreţinere bună	44,4	0,0225	2,50
	Idem, în condiţii medii	40,0	0,025	2,25
	Idem, cu depozite sporadice sau vegetaţie	36,4	0,0275	2,05
	Idem, neîntreţinute	33,3	0,030	1,88
	Canale mai mici în condiţii bune	40,0	0,025	2,25
	Idem, în condiţii medii	36,4	0,0275	2,05
	Idem, cu vegetaţie sporadică	33,3	0,030	1,88
	Canale neîntreţinute, cu vegetaţie şi depozite aluvionare	28,0	0,035	1,61
	Idem, cu vegetaţie foarte densă şi bolovani pe fund	25,0 ... 20,0	0,040 ... 0,050	1,41 ... 1,13

Dacă apa transportă aluviuni în cantitate redusă, valorile lui n se majorează prin adăugarea cifrei 0,001. Dacă transportul este mai intens și duce și aluviuni tîrîte, majorarea se face cu cifra 0,002.

Coeficienții care intră în calculul vitezei sînt foarte puțin influențați de modificările numărului *Reynolds*, în special în cazul cînd acesta are valori relativ mari [3]. Dacă însă numărul Reynolds (Re) și rugozitatea relativă a canalului sînt reduse, influența acestui număr nu se mai poate neglija. Aceasta este situația canalelor foarte netede (căptușite), dacă vitezele de curgere sînt reduse. În aceste cazuri viteza se exprimă funcție de coeficientul de rezistență ψ:

$$v = \sqrt{\frac{2g}{\psi}}\sqrt{RJ}. \tag{30}$$

Expresia acestuia este dată de *Mises*:

$$\psi = 0{,}0024 + \sqrt{\frac{K'}{2R}} + \frac{0{,}3}{\sqrt{2Re}} \tag{31}$$

unde valorile uzuale pentru K' (tabelul 12-16) sînt după același autor [3]:

TABELUL 12-6

Căptușeala	10^4 K' (cm)
Zidărie cu tencuială netedă	200 ... 400
Zidărie de cărămidă îngrijită	200 ... 400
Zidărie obișnuită	300 ... 600
Zidărie executată neîngrijit	2 000 ... 4 000
Canale de pămînt pereate	10 000 ... 20 000

În cazul canalelor cu rugozitate mare termenul al treilea se poate neglija și formula devine:

$$\psi = 0{,}0024 + \sqrt{\frac{K'}{2R}}, \tag{32}$$

Calculul practic are ca obiect determinarea pantei și secțiunii canalului. Aria de curgere se stabilește în mod obișnuit din considerente tehnico-economice și deci viteza de curgere rezultă:

$$v = \frac{Q}{\Omega}.$$

Panta rezultă imediat din formula *Chézy*:

$$J = \frac{Q^2}{\Omega^2 C^2 R}. \tag{33}$$

În regim de iarnă cînd se realizează un covor continuu de gheață capacitatea de curgere se reduce pentru că, pe de o parte se reduce secțiunea transversală, pe de alta, apar frecări suplimentare la contactul apei cu stratul de gheață.

Reducerea secţiunii de curgere se calculează considerînd că 0,9 din grosimea stratului de gheaţă este submersată, iar grosimea acestuia se calculează cu formulele empirice cunoscute (Barnes, Poryvkin, Bîdin).

Coeficienţii de rugozitate ai gheţii, n, legaţi de formulele *Manning — Pavlovski*, au fost determinaţi de *Grişin* [1]:

Strat de gheaţă cu suprafaţă netedă	$v < 0,5$ m/s	$n = 0,010 \ldots 0,012$
	$v > 0,5$ m/s	$n = 0,014 \ldots 0,017$
Strat de gheaţă cu suprafaţă rugoasă	$v < 0,5$ m/s	$n = 0,016 \ldots 0,018$
	$v > 0,5$ m/s	$n = 0,017 \ldots 0,020$

Valoarea rugozităţii medii pentru calculul vitezei se determină cu relaţia:

$$n = \sqrt{\frac{\chi_1 n_1^2 + \chi_2 n_2^2}{\chi_1 + \chi_2}}, \tag{34}$$

unde:

n_1 — coeficientul de rugozitate al fundului şi pereţilor;
n_2 — coeficientul de rugozitate al gheţii;
χ_1 — perimetrul udat al fundului şi taluzurilor;
χ_2 — perimetrul udat al gheţii.

Coeficientul de rugozitate se sporeşte dacă există gheaţă plutitoare care se lipeşte de suprafaţa inferioară a stratului de gheaţă.

41. Regim de curgere neuniform

Cînd canalul are panta fundului stabilită conform ecuaţiei (33) a mişcării uniforme, la adîncimea calculată el va fi capabil de debitul fixat. Dacă debitul creşte sau scade, atunci, la aceeaşi adîncime a apei la intrarea în canal, mişcarea va înceta să mai fie uniformă.

La o pantă anumită a fundului, fiecărui debit Q îi corespunde o adîncime normală h_0, pentru debitul dat. Cu ajutorul formulei *Chézy* se poate construi curba adîncimilor normale sau cheia canalului (fig. 12-30) $h_0 = f(Q)$.

Debitul din canalul unei uzine hidroelectrice se schimbă în permanenţă, funcţie de variaţia sarcinii centralei. Pentru a realiza un regim uniform, ar trebui să fie stabilită, pentru fiecare debit, o adîncime corespunzătoare h_0 la începutul canalului (prin coborîrea nivelului la baraj, sau prin reglarea lui prin intermediul stavilelor). Manevra ar fi foarte complicată. În practică cota amonte se păstrează la toate de-

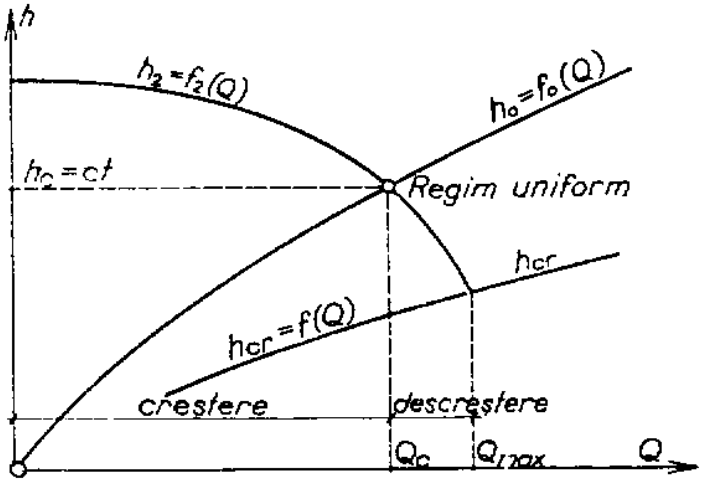


Fig. 12-30. Relaţii între adîncimea apei şi debitul din canal.

bitele, sau se schimbă numai în urma oscilațiilor provocate de reglarea debitului în lac [7].

Canalul se presupune calculat pentru mișcarea uniformă și deci panta fundului este determinată pentru debitul de calcul Q_c. Adîncimea normală pentru acest debit este h_c. La orice alt debit decît Q_c nivelul la capătul amonte rămîne constant și egal cu h_c.

Dacă debitul $Q < Q_c$ adîncimea normală corespunzătoare este $h_0 < h_c$, determinată după cheia debitelor. Deoarece adîncimea la extremitatea amonte se menține $h_c > h_0$, viteza este mai mică decît cea din mișcarea uniformă și panta superficială în orice punct este mai mică decît panta fundului. De-a lungul canalului are loc o creștere a adîncimilor apei și deci la extremitatea aval $h_2 > h_c$. Situația limită în acest caz este aceea a închiderii vanelor de la centrală cînd $Q = 0$. În canalul de aducțiune se va realiza nivelul hidrostatic și deci:

$$h_2 = h_c + iL,$$

unde L este lungimea canalului, iar i panta fundului.

Dacă debitul $Q > Q_c$ adîncimea normală corespunzătoare este $h_0 > h_c$. La extremitatea amonte se păstrează adîncimea $h_c < h_0$, panta superficială în orice punct este mai mare decît aceea a fundului și adîncimile apei descresc de-a lungul canalului, astfel că $h_2 < h_c$. Odată cu creșterea debitului se poate ajunge la situația limită cînd $h_2 = h_{cr}$. Aceasta se va realiza la un debit Q_{max} egal cu debitul maxim care poate trece prin canal, dacă adîncimea la extremitatea amonte se menține h_c. Alegerea debitului de calcul Q_c trebuie deci făcută astfel încît debitul maxim al uzinei, în cazul funcționării tuturor agregatelor la plină sarcină, să fie mai mic decît Q_{max} al canalului.

Cele două cazuri de curgere neuniformă corespund formării unor curbe de remuu pozitive sau negative. Folosind metodele obișnuite de calcul al acestor curbe, se poate afla corelația dintre adîncimea la capătul canalului h_2 și debitul Q. Dacă se folosește metoda *Bahmetev*, se determină pentru orice debit Q valoarea corespunzătoare h_0, după diagrama adîncimilor normale; se notează $h_c = h_1$ și:

$$\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}; \qquad \eta_2 = \frac{h_2}{h_0}. \tag{35}$$

Conform ecuației lui *Bahmetev*:

$$\frac{iL}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - j)\,[\Phi(\eta_1) - \Phi(\eta_2)], \tag{36}$$

unde:

L — lungimea canalului;

$\Phi(\eta)$ — funcția lui *Bahmetev*, determinată după tabele;

$j = \frac{\alpha C^2 i}{g} \frac{B}{P}$, în care B este lățimea canalului la nivelul apei. (37)

Întrucît B, P și C depind de adîncimea apei în canal, j se calculează ca o valoare medie pe lungimea canalului.

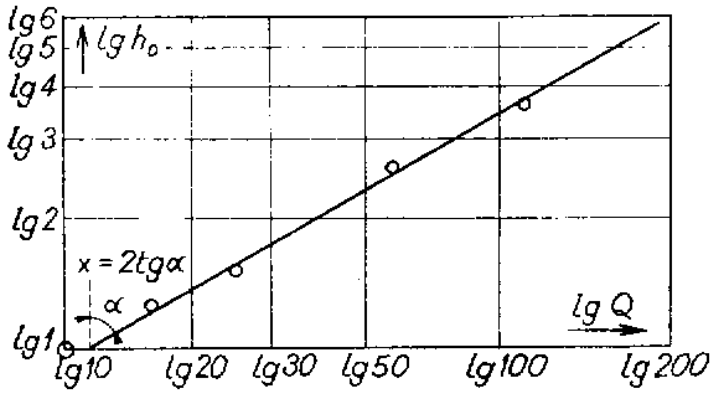


Fig. 12-31. Reprezentarea logaritmică a curbei adîncimilor normale.

Funcţiile $\Phi(\eta)$ depind de indicele hidraulic al albiei care este exponentul din expresia:

$$Q = Ah_0^{\frac{x}{2}}. \tag{38}$$

Pentru a găsi pe x se construieşte cheia adîncimilor normale într-un sistem de coordonate logaritmice, notînd pe axele coordonatelor lg Q şi lg h_0 (fig. 12-31). Prin punctele obţinute se trasează linia dreaptă cea mai apropiată de ele, a cărei ecuaţie în sistemul logaritmic va fi:

$$lg\,Q = lg\,A + \frac{x}{2} lg\,h_0. \tag{39}$$

Determinînd unghiul de înclinare α al acestei drepte faţă de abscisă se determină:

$$x = 2 \operatorname{tg} \alpha. \tag{40}$$

Variaţia lui $h_2 = f_2(Q)$ se reprezintă grafic pe aceeaşi diagramă cu $h_{cr} = f(Q)$ şi $h_0 = f_0(Q)$ (fig. 12-30). Curba trasată h_{cr} reprezintă limita domeniului de existenţă, deoarece adîncimile h sînt limitate de valoarea $h_2 = h_{cr}$.

Ţinînd seama de condiţia $Q_c \leqslant Q_{max}$ se poate defini drept capacitate de supraîncărcare a unui canal raportul:

$$\frac{Q_{max} - Q_c}{Q_c} \times 100\ (\%), \tag{41}$$

care reprezintă cota cu care poate fi sporit debitul de calcul al canalului. Suprasarcina posibilă este cu atît mai mică cu cît canalul este mai lung. De aici rezultă că la construirea unui canal (mai ales de lungime mare), calculul nu trebuie bazat pe funcţionarea la un debit sub cel maxim, fiindcă în acest caz limita capacităţii maxime de curgere va fi atinsă repede. În acelaşi timp nivelul final scade mult mărind vitezele de spălare [7].

Ca regulă generală debitul de calcul Q_c trebuie să fie cel puţin egal cu Q_{max}. La orice alt debit, mai mic, canalul va funcţiona cu niveluri mai ridicate şi viteze mai mici, iar zona de scădere a nivelurilor va servi numai ca rezervă pentru cazul cînd rugozitatea va fi mai mare decît cea calculată.

Dacă trebuie determinată corelaţia dintre debit şi adîncime nu numai la capătul canalului ci în orice secţiune intermediară, adîncimile se calculează la fel, luînd

însă lungimea canalului L, din formula mișcării neuniforme, egală cu distanța dintre capătul amonte și secțiunea respectivă. Printr-un număr de secțiuni intermediare se poate construi profilul longitudinal al suprafeței libere a apei pentru orice debit.

42. Controlul curgerii

La reducerea debitului se produce la capătul canalului o creștere de nivel, care tinde spre nivelul hidrostatic cînd debitul devine zero. Din această cauză marginea canalului sau creasta digurilor de protecție se execută orizontală, adîncimea săpăturii respectiv înălțimea digurilor mărindu-se în lungul canalului. Pentru a realiza coborîrea nivelului apei în canal și deci ieftinirea protecției, se poate amenaja un deversor la capătul aval.

Dacă se reduce consumul de apă al centralei, nivelul la capătul canalului se ridică peste creasta deversorului și apa deversează. Debitul pe canal va fi:

$$Q = Q_d + Q_u, \tag{42}$$

unde Q_d este debitul deversat, iar Q_u este debitul uzinat la centrală. Debitul deversat rezultă din formula deversorului:

$$Q_d = mB\sqrt{2g}\,\Delta h^{3/2}, \tag{43}$$

în care: B — lungimea frontului deversant, Δh — înălțimea lamei și m — coeficientul de debit.

Dacă se notează cu p înălțimea crestei deversorului deasupra fundului canalului, atunci adîncimea apei la capătul aval va fi:

$$h_2 = p + \Delta h. \tag{44}$$

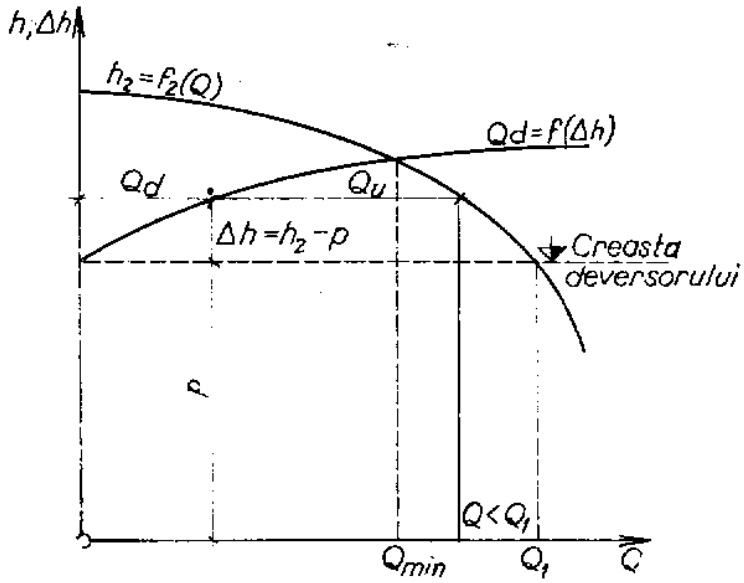


Fig. 12-32. Diagrama de calcul a mișcării într-un canal cu deversor de capăt.

Adîncimea h_2 se poate determina în cazul mișcării neuniforme din curba $h_2 = f_2(Q)$ ținînd seama de debitul de apă din canal (fig. 12-32). Pe aceeași diagramă se trasează și curba capacității deversorului plasat la cota p față de fund. Nivelul apei la capătul canalului va atinge creasta deversorului la un debit $Q = Q_1$. La această valoare întreg debitul este uzinat. La debite mai mici decît Q_1 nivelul apei la capătul aval crește și începe deversarea. Din diagramă se poate determina adîncimea apei h_2 la capătul canalului și grosimea lamei deversante $\Delta h = h_2 - p$, pe baza căreia

se determină, din acceeaşi diagramă debitul deversat. Porţiunea cuprinsă între curba h_2 (Q) şi curba debitului deversat Q_d reprezintă debitul uzinat Q_u.

Abscisa punctului de intersecţie a curbelor h_2 (Q) şi $Q_d(\Delta h)$ reprezintă debitul minim Q_{min} al canalului. Întreg acest debit se scurge peste deversor. Ordonata punctului arată adîncimea maximă a apei la capătul canalului care se realizează la oprirea centralei. Acest nivel poate fi redus numai dacă se coboară nivelul apei în secţiunea amonte a canalului.

Uneori în locul unui deversor de tip obişnuit se amenajează un deversor sifon. Sifonul începe să funcţioneze chiar la cele mai neînsemnate ridicări ale nivelului apei, evacuînd întreg debitul pentru care a fost calculat. Creasta sifonului se plasează la cota corespunzătoare adîncimii maxime admise în secţiunea de capăt a canalului. Debitul de calcul în această situaţie se determină pe baza curbei $h_2(Q)$ ca fiind egal cu debitul corespunzător lui $h_{2\,max}$ admis.

Dezavantajul acestei soluţii constă în faptul că sifonul funcţionează intermitent, producînd în canal unde şi condiţii instabile de lucru. Pentru a atenua acest neajuns deversorul sifon poate fi împărţit în secţiuni separate (baterii) cu crestele la niveluri decalate pe înălţime, ceea ce face ca amorsarea să se producă treptat.

În afară de deversoarele obişnuite şi cele sifon se întrebuinţează uneori şi deversoare cu stavile automatizate funcţie de creşterile nivelului apei. În toate cazurile, prin controlul curgerii se realizează posibilitatea de a proiecta bermele şi marginile nesubmersibile ale canalului la o înălţime mai mică, ceea ce reduce volumul lucrărilor de pămînt şi ieftineşte preţul lor.

§ 9. VITEZE DE CURGERE

43. Viteza maximă admisibilă

Limitarea de viteză este determinată de rezistenţa la eroziune a patului canalului, respectiv de rezistenţa la uzură a căptuşelilor, în cazul canalelor căptuşite. Pericolul de distrugere prin uzură creşte în cazul transportului de aluviuni abrazive.

Viteza maximă admisibilă s-a determinat parţial pe bază de considerente teoretice şi parţial experimental. Unii autori exprimă viteza admisibilă ca viteză maximă de fund, pe cînd alţii ca viteză medie în secţiune.

Viteza maximă de fund, legată de procesul de eroziune, este dată de *Sternberg*:

$$v_{max} = \xi \sqrt{2d} \quad \text{(m/s)}, \tag{43}$$

unde d este diametrul particulelor în metri şi $\xi = 4{,}43$. Relaţii asemănătoare sînt şi cele formulate de *Kutter*, *Airy*, *Hochenberg*, *Schaffernak*, *Mavis* etc.

Practica curentă este însă legată de exprimarea vitezei medii admisibile care asigură evitarea degradărilor. Pe baza experienţei din S.U.A., *W. Creager* şi *J. Justin* [5] au întocmit diagrama din figura 12-33, care permite determinarea vitezei medii admisibile funcţie de diametrul mediu al particulelor.

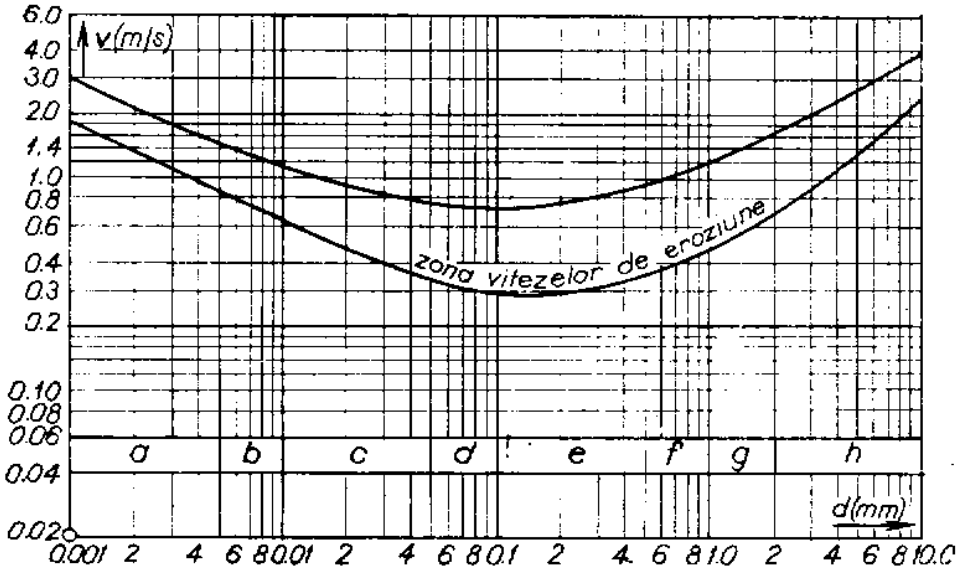


Fig. 12-33. Vitezele medii de eroziune funcție de dimensiunile particulelor:

a — argilă; *b* — praf; *c* — praf grosier; *d* — nisip foarte fin; *e* — nisip fin; *f* — nisip; *g* — pietriș mărunt; *h* — pietriș.

M. Grișin, bazîndu-se pe experimentările din U.R.S.S., indică de asemenea folosirea vitezei medii din secțiune [1]. Una din formulele utilizate este aceea a lui *Levi*, valabilă pentru canale săpate în terenuri necoezive:

$$v_{max} = A\sqrt{gd_m}\, lg\frac{R}{7d_m} \quad \text{(m/s)} \tag{46}$$

în care:

A = 1,2 ... 1,4, se ia crescător în funcție de gradul de compactare al pămîntului;
g — accelerația gravitației, în m/s²;
d_m — mărimea medie a granulelor pămîntului, în mm;
R — raza hidraulică a secțiunii canalului, în m.

Pentru canalele executate în loessuri, *E. Zamarin* [6] recomandă formula:

$$v_{max} = B\sqrt[2+R]{R} \quad \text{(m/s)} \tag{47}$$

unde:

B = 0,4 ... 0,9 și depinde de gradul de compactare al loessului;
R — raza hidraulică, în m.

Mai exacte sînt relațiile care explicitează și greutatea specifică a particulelor. O astfel de formulă este aceea a lui *I. Bogardi* și *C. H. Yen* [3]:

$$v_{max} = 22{,}9\, d_m^{4/9}\sqrt{\gamma - 1} \quad \text{(cm/s)}, \tag{48}$$

unde:

γ — greutatea specifică, în g/cm³;
d_m — diametrul mediu, în cm.

În normele de proiectare elaborate de *Ghidroenergoproyekt* (U.R.S.S.) viteza medie admisibilă este prezentată tabelar (tabelul 12—7), funcţie de natura terenului în care s-a realizat canalul, sau de căptuşeală.

TABELUL 12-7

Materialul	Diametrul particulei d (mm)	Maximul vitezei medii în cazul $h = 1$m v_1 (m/s)
Pietriş	200 ... 150	3,9 ... 3,3
	150 ... 100	3,3 ... 2,7
Pietriş grosier	100 ... 75	2,7 ... 2,4
	75 ... 50	2,4 ... 1,9
	50 ... 25	1,9 ... 1,4
	25 ... 15	1,4 ... 1,2
	15 ... 10	1,2 ... 1,0
	10 ... 5	1,0 ... 0,8
Pietriş	5 ... 2	0,8 ... 0,6
Nisip mare	2 ... 0,5	0,6 ... 0,4
Nisip fin	0,5 ... 0,1	0,4 ... 0,25
Nisip foarte fin	0,1 ... 0,02	0,25...0,20
Praf	0,02 ... 0,002	0,20...0,15

Coeficient de corecţie $v = \alpha v_1$	
adîncimea h (m)	coeficient α
0,3	0,80
0,6	0,90
1,0	1,00
1,5	1,10
2,0	1,15
2,5	1,20
3,0	1,25

Tabelul s-a elaborat pornind de la distribuţia de viteze pentru adîncimea de 1,0 m. La orice altă adîncime viteza trebuie modificată (redusă pentru adîncimi mai mici, mărită pentru adîncimi mai mari). Valorile de corecţie α din relaţia $v = \alpha v_1$ sînt date în tabelul 12—7 pentru adîncimi variind între 0,3 şi 3 m.

Tabelul 12—8, referitor la terenuri stîncoase, este bazat pe aceleaşi principii.

TABELUL 12-8

Tipul de rocă	v_1 (m/s)
Conglomerate uşoare, marne argiloase	2,5 ... 3
Conglomerate grele	3,0 ... 5
Gresii dolomitice	4,5 ... 7
Granite, sienite, gabrouri rugoase	15 ... 25
Idem, foarte netede	27 ... 38
Porfir, andezit, diabaz, bazalt, cuarţit	24 ... 48
Idem, foarte netede	38 ... 45

Coeficient de corecţie $v = \alpha v_1$	
adîncimea h (m)	coeficient α
0,3	0,80
0,5	0,90
0,75	0,95
1,0	1,00
1,0 ... 2,0	1,10
2,5 ... 3,0	1,20

Pentru pămînturile coezive sînt folosite valorile date de *Agroskin* [6] (tabelul 12-9). Cifrele sînt valabile pentru raze hidraulice cuprinse între 1,0 și 3,0 m. Pentru raze mai mari de 3,0 m valorile se corectează prin înmulțire cu factorul:

$$\alpha = \left(\frac{R}{3}\right)^{0,1}.$$

TABELUL 12-9

Tipul pămîntului	v_1 (m/s)
Nisip argilos ușor, nisip foarte fin	0,7 ... 0,8
Nisip argilos compactat	1,0
Nisip argilos sau loess	0,7 ... 0,8
Nisip argilos mediu	1,0
Nisip argilos greu	1,1 ... 1,2
Argilă ușoară	0,7
Argilă normală	1,2 ... 1,4
Argilă compactată	1,5 ... 1,8
Praf nămolos	0,5 ... 0,6

Dacă patul canalului este acoperit cu plante acvatice, valorile vitezei medii pot fi cuprinse între 0,8 și 1,8 m/s. Valorile din tabele se pot utiliza numai pentru calcule preliminare sau proiecte de mică importanță. Pentru proiecte importante sînt necesare cercetări la fața locului.

Pentru canalele căptușite (tabelul 12-10), valorile vitezelor limită sînt prelucrate atît după normele sovietice cît și după normele curente din alte țări [1], [4].

TABELUL 12-10

Tipul și rezistența căptușelii	Viteza admisibilă v (m/s)
Din cărămidă	1,4
Din piatră sedimentară	2,4
Din piatră eruptivă sau metamorfică	5,8
Din lemn	6,0
Din beton, avînd marca B 200	7,4
B 150	6,0
B 100	4,4
B 75	3,8

Valorile limită pentru viteze din tabelul de mai sus sînt valabile pentru ape cu materiale în suspensie și pentru cazul cînd viteza maximă se menține perioade îndelungate. În situații în care apa este curată sau viteza maximă este de scurtă durată se admit viteze mai mari.

44. Viteza minimă admisibilă

Pentru a preveni depunerile pe canal, şi deci înnămolirea lui, şi pentru a împiedica dezvoltarea vegetaţiei, care măreşte rugozitatea şi reduce secţiunea de curgere, este necesară limitarea inferioară a vitezei.

Pentru calculul vitezei medii minime admisibile nu există formule general valabile sau tabele elaborate.

După *Ludin* [10] sedimentarea este evitată dacă:

$v > 0{,}3$ m/s în cazul suspensiilor fine,

$v > 0{,}3 \ldots 0{,}5$ m/s dacă suspensiile sînt nisipoase.

O formulă empirică de calcul a fost propusă de *F. Kennedy* [4] pe baza unor studii efectuate pe canalele de irigaţii din India:

$$v_{mtn} = Ch^{0,64} \quad \text{(m/s)} \tag{49}$$

unde h este adîncimea apei pe canal, în m, iar C un coeficient stabilit experimental. În experienţele lui *Kennedy* valoarea coeficientului C a rezultat 0,55, însă ulterior alţi cercetători au stabilit valori de 0,36 ... 0,70.

A. Parker [3] a stabilit o relaţie pentru calculul coeficientului C:

$$C = \frac{\sigma}{40} \tag{50}$$

în care σ este procentul de particule în suspensie care se depune la o viteză mai mare de 0,3 m/s.

O altă formulă este aceea a lui *Lacey* [3]:

$$v_{mtn} = C_1 \sqrt{R} \quad \text{(m/s)} \tag{51}$$

unde R este raza hidraulică a secţiunii canalului, în m, iar C_1 un coeficient experimental.

Studiile efectuate pentru determinarea coeficienţilor C şi C_1 din formulele (49) şi (51) au condus la valorile din tabelul 12-11.

TABELUL 12-11

Conţinutul debitului solid	C	C_1
Aluviuni grosiere	0,60 ... 0,71	0,65 ... 0,77
Aluviuni mijlocii	0,54 ... 0,57	0,58 ... 0,64
Aluviuni fine	0,39 ... 0,41	0,41 ... 0,45
Aluviuni foarte fine	0,34 ... 0,37	0,37 ... 0,41

Pericolul de dezvoltare a vegetaţiei apare la canalele care se golesc periodic dacă temperatura apei în timpul verii depăşeşte 18° C. Adîncimi ale apei mai mari de 1,5 ... 2 m şi viteze medii mai mari de 0,5 m/s sînt suficiente pentru a preveni apariţia vegetaţiei subacvatice.

45. Condiția de regim stabil

Tendința mai recentă în domeniul prevenirii înnămolirii canalelor, respectiv a eroziunii fundului și taluzurilor, este de a asigura regimul stabil pe canal, fără a mai introduce noțiunea de viteză limită.

Prevenirea depunerilor se consideră asigurată cînd capacitatea de transport aluvionar a canalului este mai mare decît conținutul în suspensii al apei transportate.

Normele sovietice recomandă pentru canalele necăptușite formula lui *Zamarin* [6]:

$$G_0 = 700 \frac{v}{w_0} \sqrt{\frac{RJv}{w}} \text{ (kg/m}^3\text{)} \tag{52}$$

unde:

G_0 — capacitatea de transport aluvionar a apei pe canal;
v — viteza medie a apei, în m/s;
R — raza hidraulică, în m;
J — panta suprafeței libere a apei;
w — mărimea hidraulică medie a aluviunilor (viteza de depunere în apă stătătoare), în mm/s;
w_0 = w dacă $w > 2$ mm/s și $w_0 = 2$ mm/s dacă $w < 2$ mm/s.

Pentru calcule aproximative se poate utiliza formula simplificată:

$$G_0 = \frac{9\,000}{w_0 - 1.25} RJ \text{ (kg/m}^3\text{)}. \tag{53}$$

Formulele de mai sus se aplică pentru canale fără vegetație, cu debite de 0,2 ... 150 m³/s, dacă $v > 0{,}3$ m/s, $w < 10$ mm/s și $G < 5$ kg/m³. Condiția de regim stabil este $G < G_0$, cu G conținutul în suspensii al apei.

Pe aceleași baze, dar cu valorile convertite în viteză minim admisibilă, este formula lui *Grișin* [1]:

$$v = AQ^{0,2} \text{ (m/s)} \tag{54}$$

unde valorile coeficientului A sînt funcție de mărimea hidraulică:

w (mm/s)	< 1,5	1,5 ... 3,5	> 3,5
A	0,33	0,44	0,55

În legătură cu fenomenul de înnămolire trebuie să se țină seama și de posibilitățile de antrenare ulterioară a depunerilor. Astfel sedimentarea particulelor de nisip este mai puțin periculoasă deoarece, la o creștere a vitezei, acestea sînt imediat antrenate. În schimb particulele fine sînt antrenate la viteze mult mai mari decît cele la care se depun. În cazul cînd apa transportă astfel de particule se recomandă ca viteza de curgere să nu coboare sub 0,6 m/s.

În vederea precizării limitei de începere a degradării s-au făcut determinări ale limitei forței de antrenare. La canalele construite în terenuri necoezive și care transportă apă cu particule foarte fine, această limită asigură stabilitatea patului.

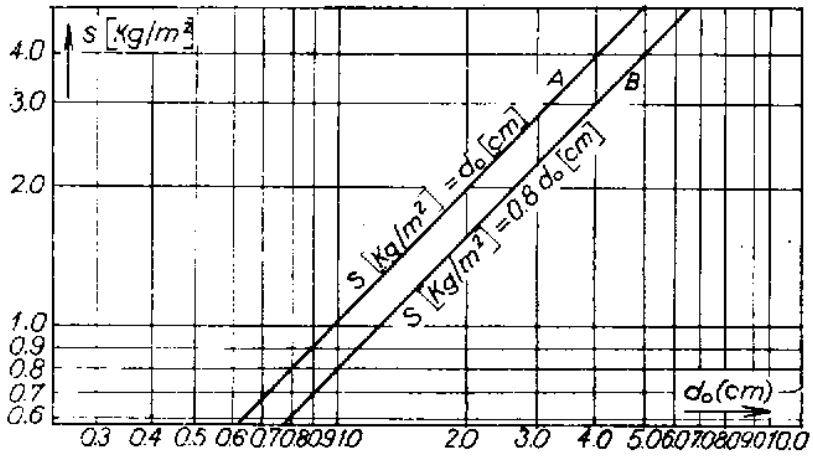


Fig. 12-34. Relaţia dintre limita forţei de antrenare şi diametrul limită al materialului din patul rîului.

Cercetările efectuate de U.S.B.R. prin măsurători pe canale au fost concretizate de *K. Lane* şi *E.J. Carlson* în diagrama din figura 12—34 [4]. Experimentările sînt făcute pentru pante superficiale de 0,8‰ ... 9,7‰, viteza medie variind între 0,4 şi 2 m/s.

Diametrul limită d_0 al particulelor a fost ales ca diametru corespunzător procentului de 25% reţinere. Curba *A* reprezintă limita măsurată la începutul antrenării, iar curba *B* este limita de proiectare care include şi coeficientul de siguranţă.

Expresia analitică a curbelor este:

— *pentru curba A:*

$$S\,(\mathrm{kg/m^2}) = \mathrm{d_0}\ (\mathrm{cm}) \tag{55}$$

forţa de antrenare S_1, care trebuie să rămînă inferioară lui S, este determinată cu:

$$S_1 = \gamma h J = 1\,000\,hJ, \tag{56}$$

în care h este adîncimea apei, iar J panta suprafeţei libere;

— *pentru curba B:*

$$\eta S = d_0\ (\mathrm{cm}),$$

$$\text{luînd } \eta = 1{,}25\ S\ (\mathrm{kg/m^2}) = 0{,}8\ d_0\ (\mathrm{cm}). \tag{57}$$

§ 10. CALCULE DE DIMENSIONARE

46. Generalităţi

Dimensionarea canalelor nu se limitează la calculul hidraulic ci urmăreşte obţinerea unei secţiuni de curgere optime. Noţiunea de optim este legată de considerente tehnico-economice şi se tratează diferit în funcţie de destinaţia canalului. La canalele de derivaţie ale uzinelor hidroelectrice se urmăreşte realizarea unui optim energoeconomic, realizat prin minimalizarea cheltuielilor anuale provenite

din investiție, pierderi de energie și din exploatare. La canalele de aducțiune pentru alimentări cu apă sau pentru irigații, criteriul economic este cel al capacității maxime de curgere. În calculele de dimensionare trebuie ținut seama și de limitările de viteză impuse, de condițiile tehnice și de execuție.

47. Optimul economic la canalele energetice

În alegerea secțiunii unui canal există două tendințe:

— micșorarea ariei de curgere, pentru a reduce costul lucrării legat de excavații, umpluturi și căptușeală, admițînd sporirea vitezelor;

— mărirea ariei de curgere, pentru a reduce vitezele și deci pierderile de energie cauzate de pierderile de sarcină.

Calculul energoeconomic stabilește dimensiunile optime ale canalului pentru care costul lucrării și pierderile de energie din exploatare sînt minime. Pentru a compara aceste două categorii de cheltuieli se determină cheltuielile anuale aferente fiecăreia și se minimalizează suma lor [11].

Cheltuielile anuale provenite din investiții se pot defalca în amortisment și reparații capitale la investiție, și cheltuieli de reproducție lărgită la investiția capitalizată pe perioada de execuție:

$$A_1 = (\alpha + \varepsilon_1 e)\, I, \tag{58}$$

în care:

α — coeficientul de amortisment, inclusiv reparațiile capitale;

ε_1 — coeficientul de capitalizare a investiției:

$$\varepsilon_1 = \sum_{1}^{T_0} (1 + e)^{T_0 - n + 1} I_n, \tag{59}$$

cu: T_0 — durata de execuție, în ani;

I_n — investiția în anul n, în lei;

e — coeficientul normat al eficienței economice, egal cu inversul perioadei de răscumpărare.

Cheltuielile anuale provenite din pierderile de energie au două componente:

— *amortismentul, reparațiile capitale și reproducția lărgită la investiția în centrala termică* de înlocuire a puterii pierdute:

$$A_2 = (\alpha_t + \varepsilon_2 e)\, i_t P_r, \tag{60}$$

în care ε și e au aceleași semnificații, iar celelalte notații sînt:

α_t — coeficientul de amortisment, inclusiv reparațiile capitale la centrala termoelectrică;

i_t — investiția pe kilowat în centrala termică;

P_r — puterea pierdută datorită pierderilor de sarcină;

— *costul direct al energiei produse în centrala termică* de înlocuire şi cheltuielile de reproducţie lărgită a investiţiei necesare deschiderii de mină, capitalizată pe perioada de execuţie:

$$A_3 = (p_t + \varepsilon_3 e i_m) E_r, \tag{61}$$

în care ε şi e au aceleaşi semnificaţii şi:

p_t — costul kilowatului produs în centrala termoelectrică;

i_m — investiţia pe kilowatoră necesară deschiderii de mină (de multe ori în calculele practice se consideră $i_m = 0$);

E_r — energia (kWh) pierdută într-un an datorită pierderilor de sarcină.

Cheltuielile directe din exploatare, date de salariile personalului de întreţinere, reparaţiile curente, nevoile proprii etc. se exprimă sub forma:

$$A_4 = s(P - P_r), \tag{62}$$

în care:

s — cheltuieli directe pe kW;

P — puterea brută a centralei.

S-ar mai putea evidenţia o categorie suplimentară de cheltuieli anuale (cu semnul minus) provenite din reducerea de investiţii în echipament, ca urmare a reducerii puterii instalate în centrala hidroelectrică; valoarea lor este redusă şi dificil de evidenţiat în calculele practice.

Informativ se indică valorile unora dintre coeficienţii de calcul din formule, valabile în etapa actuală în condiţiile din ţara noastră:

$\alpha = 1{,}80\%$ — la canale căptuşite;

$e = 0{,}1$;

$\alpha_t = 4\%$;

$i_t = 4\,200$ lei/kW;

$p_t = 0{,}22$ lei/kWh;

$s = 12 \ldots 30$ lei/kW.

Conform criteriului enunţat, optimul corespunde la $\sum A = \min$. Tratarea analitică este dificilă datorită dificultăţilor de exprimare a investiţiei şi pierderilor de putere şi de energie în funcţie de elementele geometrice ale secţiunii canalului. Rezolvarea se face prin calcul numeric, determinînd investiţia pe baza profilelor caracteristice din lungul traseului şi explicitînd categoriile de cheltuieli anuale. Trasînd grafic curbele $A_1 + A_4 = f_1(\omega)$, crescătoare cu aria de curgere, şi $A_2 + A_3 = f_2(\omega)$, descrescătoare cu acest parametru, se obţine prin însumare curba $\sum A = f_3(\omega)$, al cărei minim conduce la soluţia optimă căutată (fig. 12-35).

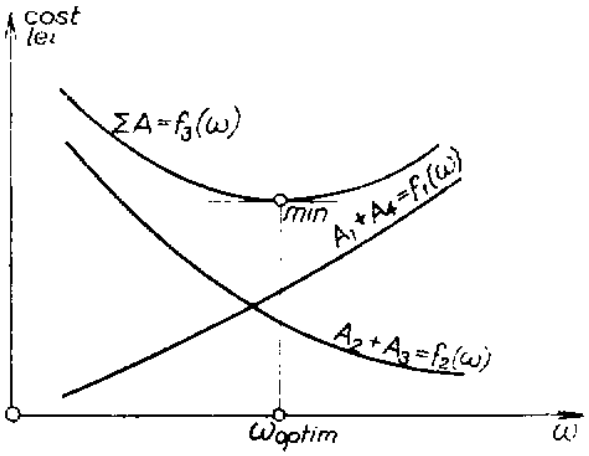


Fig. 12-35. Stabilirea secţiunii economice pentru un canal.

Calculul puterii pierdute se face corespunzător curgerii debitului instalat Q_i.

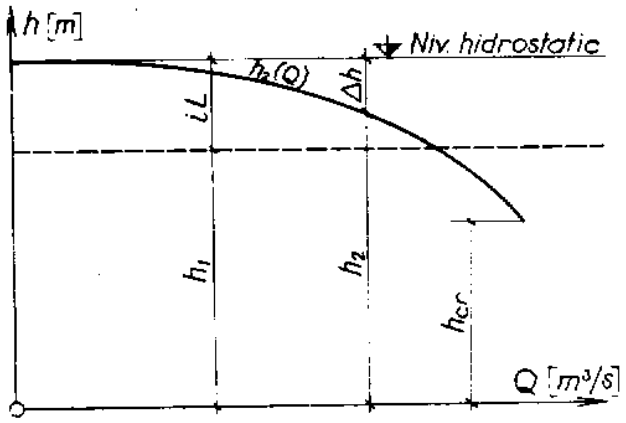


Fig. 12-36. Relația debit-adîncime în cazul funcționării cu debit variabil.

Ținînd seama că dimensionarea hidraulică presupune mișcarea în regim uniform a acestui debit:

$$\Delta h_r = iL \tag{63}$$

și:

$$P_r = \Delta P = 9{,}81\ \eta Q_t iL, \tag{64}$$

unde:

i — panta fundului canalului;
η — randamentul uzinei;
L — lungimea canalului.

Dacă panta se exprimă în funcție de elementele secțiunii de curgere:

$$i = \frac{Q_i^2}{\omega^2 C^2 R}$$

se poate găsi expresia $P_r = f(\omega)$ și deci evaluarea lui A_2 și A_4.

Mai dificilă este evaluarea energiei pierdute anual deoarece aceasta depinde de modul de exploatare al uzinei [7]. Se disting două cazuri:

— *Funcționarea cu debit constant.* Curgerea se face în regim uniform cu debitul Q_t. Cunoscînd numărul de ore de funcționare al uzinei T într-un an și pierderea de putere la debitul instalat P_r, rezultă:

$$E_r = P_r T. \tag{65}$$

— *Funcționarea cu debit variabil.* Regimul de curgere nu mai este uniform, adîncimea h_1 de la intrarea în canal fiind diferită de adîncimea h_2 de la extremitatea aval. Adîncimea h_1 este constantă, fiind condiționată de nivelul apei din bieful amonte. Legătura dintre adîncimea aval h_2 și debitul uzinat Q, $h_2(Q)$, se determină conform metodelor arătate anterior. Pierderea de sarcină în canal are expresia:

$$\Delta h_r = iL + h_1 - h_2. \tag{66}$$

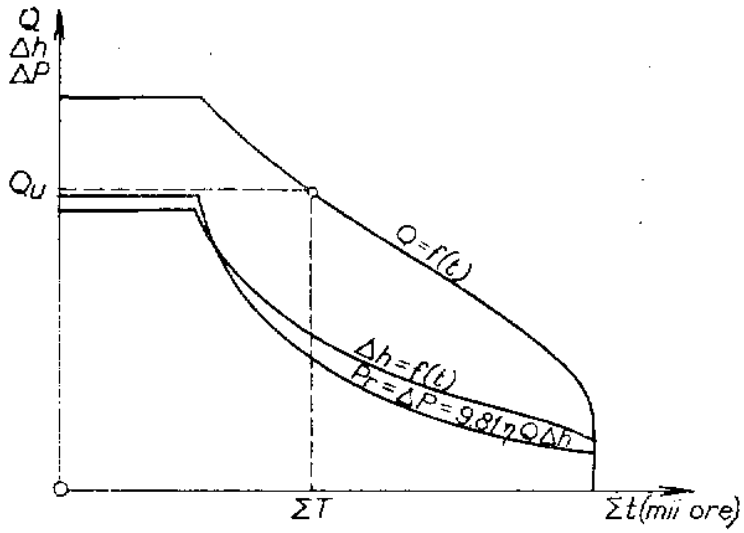


Fig. 12-37. Curbele de durată ale debitelor, pierderilor de sarcină și pierderilor de putere.

După cum se vede din figura 12-36, valoarea ei se poate obține direct din reprezentarea lui $h_2(Q)$, ca diferență de ordonată între curba lui h_2 și orizontala corespunzătoare nivelului hidrostatic.

Din planul de exploatare al centralei se cunoaște curba de durată a debitelor uzinate $Q=f(t)$ (fig. 12-37). Utilizînd reprezentarea pierderilor de sarcină din

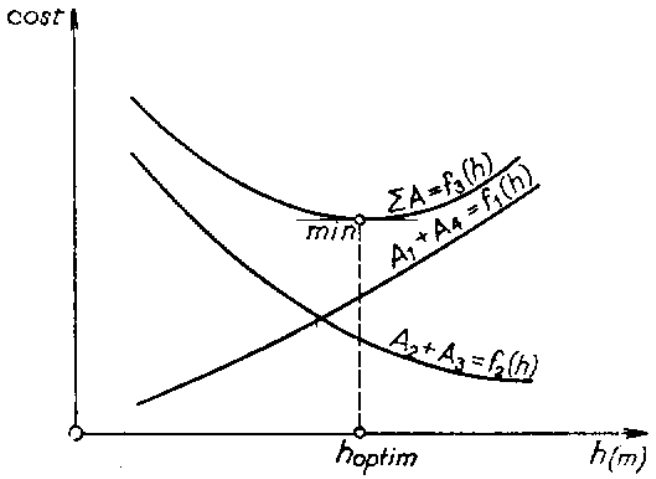


Fig. 12-38. Stabilirea adîncimii optime a canalului.

figura 12-36, se poate construi şi curba de durată a pierderilor de sarcină Δh_r. Ştiind că pierderea de putere corespunzătoare pierderii de sarcină Δh_r are expresia:

$$P_r = \Delta P = 9{,}81\,\eta Q\,\Delta h_r, \tag{67}$$

se poate construi curba de durată a pierderilor de putere P_r. Suprafaţa limitată de această curbă indică, la scara diagramei, pierderea anuală de energie.

Secţiunea canalului este dată de relaţia:

$$\omega = h(b + mh), \tag{68}$$

unde: b — lăţimea fundului, h — adîncimea canalului şi m — panta taluzurilor.

În principiu calculul se conduce după schema prezentată, însă în practica de proiectare se disting trei situaţii corespunzătoare parametrului funcţie de care se alege aria de curgere.

— *Se păstrează constantă lăţimea b şi variază înălţimea h.* Este situaţia cînd lăţimea canalului trebuie să fie cît mai mică pentru a limita deschiderea podurilor care traversează canalul sau a reduce exproprierile. În acest caz se trasează curbele $A_1 + A_4 = \mathrm{f}_1(h)$ şi $A_2 + A_3 = \mathrm{f}_2(h)$, rezultînd curba $\sum A = \mathrm{f}_3(h)$, al cărui minim indică adîncimea h a secţiunii optime (fig. 12-38).

— *Se păstrează constantă adîncimea h şi variază lăţimea la fund b.* Este cazul cînd adîncimea este impusă de prezenţa rocii de bază la suprafaţă, în care situaţie săpăturile sînt mult mai scumpe şi deci trebuie evitate. Se caută minimul curbei $\sum A = \mathrm{f}(b)$, determinată la fel ca în cazul precedent.

— *Variază concomitent lăţimea şi adîncimea canalului.* Acesta este cazul curent, fără restricţii. Se construiesc iniţial curbele $\sum A$ pentru diferite lăţimi $b_1, b_2, \ldots b_i, \ldots b_n$ luînd ca parametru variabil pe h (fig. 12-39, *a*). La fiecare din aceste curbe se determină minimul şi valoarea h_i corespunzătoare. Se trasează apoi curba ale cărei ordonate sînt valorile $(\sum A)_{min}$ determinate anterior şi ale cărei abscise sînt lăţimile b_i corespunzătoare (fig. 12-39, *b*). Minimul acestei curbe este valoarea $\sum A$ minim minimorum căutată, corespunzătoare lăţimii optime b_{optim}. Pentru a

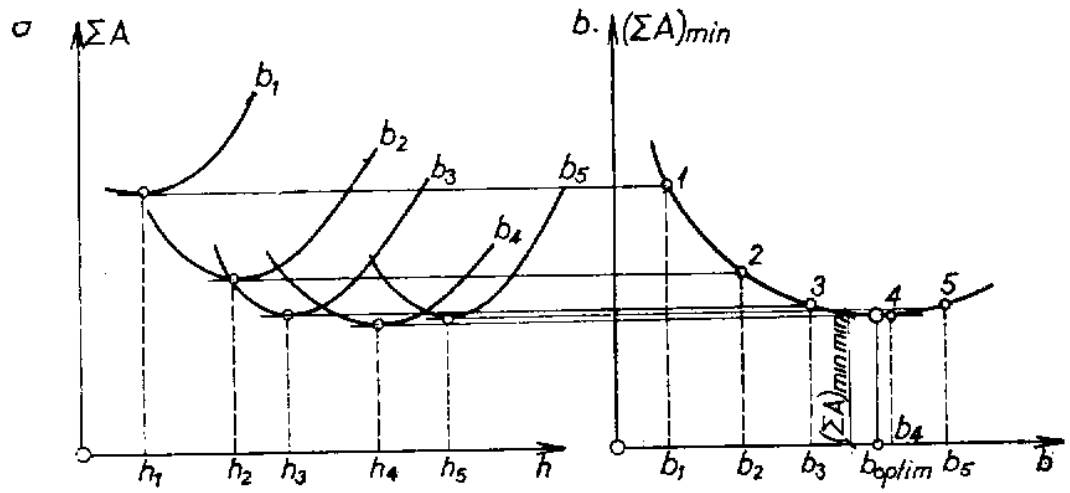


Fig. 12-39. Determinarea secțiunii celei mai economice pentru adîncimi și lățimi variabile:

a — adîncimi optime; *b* — lățimea optimului economic.

determina valoarea h_{optim} corespunzătoare, se trasează curba ajutătoare $h_i = f(b_i)$, luînd în abscisă lățimile b_i corespunzătoare lui $(\Sigma A)_{min}$ și în ordonată adîncimile h_i.

48. Criteriul capacității maxime de curgere

Acest criteriu este utilizat la dimensionarea aducțiunilor de alimentare cu apă sau irigații. El poate fi formulat prin condiția ca, la o pantă și secțiune transversală dată, proporțiile profilului să fie astfel alese încît să asigure curgerea unui debit maxim.

Din considerente strict hidraulice, din formula lui *Chézy:*

$$Q = C\omega\sqrt{RJ},$$

rezultă că debitul maxim are loc pentru raza hidraulică maximă. Valoarea R_{max} se obține atunci cînd la secțiunea determinată corespunde un perimetru udat minim. Soluția teoretică este reprezentată de un semicerc. Din considerente tehnice însă acesta nu poate fi realizat ca profil de canal, secțiunea curentă fiind cea trapezoidală, cu panta taluzurilor determinată de condițiile de stabilitate.

Pentru determinarea proporțiilor optime ale unei secțiuni transversale se pune condiția ca și la această formă perimetrul udat să fie minim. Cu notațiile din figura 12—40 expresia perimetrului udat va fi:

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}. \tag{69}$$

Din (68):

$$b = \frac{\omega}{h} - mh$$

și deci:

$$P = \frac{\omega}{h} - mh + 2h\sqrt{1 + m^2}. \tag{70}$$

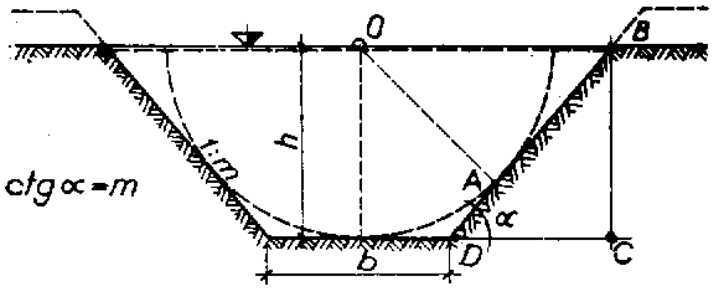


Fig. 12-40. Elementele secţiunii optime hidraulic.

Condiţia de minim este:

$$\frac{dP}{dh} = -\frac{\omega}{h^2} - m + 2\sqrt{1+m^2} = 0,$$

de unde:

$$h^2(2\sqrt{1+m^2} - m) = \omega.$$

Introducînd pe ω în această expresie rezultă:

$$h^2(2\sqrt{1+m^2} - m) = (b + mh)\,h$$

sau:

$$h\sqrt{1+m^2} = \frac{b}{2} + mh. \tag{71}$$

Ducînd o perpendiculară OA, triunghiurile OAB şi BCD sînt egale, deoarece conform relaţiei de mai sus $\overline{OB} = \overline{BD}$, şi deci $\overline{OA} = \overline{BC} = h$. Laturile trapezului sînt deci tangente unui semicerc cu centrul în O şi cu raza h. Raza hidraulică a profilului este:

$$R = \frac{\omega}{P} = \frac{h(b + mh)}{b + 2h\sqrt{1+m^2}} = \frac{h}{2}.$$

Proporţiile profilului optim sînt deci:

$$\frac{b}{h} = 2(\sqrt{1+m^2} - m). \tag{72}$$

După cum se vede, raportul dintre lăţimea fundului şi adîncimea unui canal, dimensionat după criteriul capacităţii maxime de curgere, variază în funcţie de panta taluzurilor. În tabelul 12-12 se dau valorile raportului $\frac{b}{h}$ pentru diferite valori ale lui m:

TABELUL 12-12

m	0	0.10	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	2.00	2.50	3.00
b/h	2.00	1.81	1.56	1.24	1.00	0.83	0.70	0.61	0.47	0.38	0.32

49. Consideraţii finale

La ambele criterii de dimensionare şi în special în cazul celui energoeconomic, funcţie de lungimea traseului şi de condiţiile naturale întîlnite, profilul optim poate varia ca proporţii.

Dacă traseul canalului trece prin diferite feluri de teren sau are condiții topografice variate, este avantajos să se modifice secțiunea potrivit acestor condiții. De exemplu, dacă traseul trece dintr-un teren moale într-unul stîncos, este favorabilă o reducere de secțiune, admițînd viteze mai mari. Se realizează astfel o economie de excavații în stîncă care au cost ridicat. La fel, pe zonele cu săpături adînci apare mai economică o secțiune mai redusă.

În toate aceste cazuri, pentru fiecare porțiune, în funcție de condițiile reale, se stabilește secțiunea cea mai avantajoasă. Trecerea de la o secțiune la alta se face cît mai gradual pentru a evita pierderile locale de sarcină.

Iarna, cînd canalul îngheață, pierderile de sarcină la același debit nu sînt identice cu cele de vară. În acest caz puterea și energia pierdută se vor determina separat pentru iarnă și pentru vară.

De remarcat că și curba ce exprimă suma ΣA funcție de elementele secțiunii are o rază de curbură mare în dreptul minimului său și deci o abatere oarecare de la optimul teoretic nu influențează prea mult soluția. Este uneori mai avantajos a fixa pentru canal o secțiune mai mică decît cea teoretică, reducînd în acest fel costul fără a afecta valoarea ΣA.

Sînt situații cînd la amenajările energetice criteriul nu este acela al minimului cheltuielilor anuale ci acela al obținerii unei cantități de energie cît mai mari, în limite de cost acceptabile. Calculul de dimensionare va fi condus în consecință.

În afara limitelor de viteză ce se impun pentru a asigura stabilitatea curgerii și a albiei canalului, există și o serie de considerente tehnice sau de execuție care impun modificarea proporțiilor secțiunii optime.

Cînd execuția unui canal comportă săpături adînci, este indicat să se reducă lățimea fundului și să se sporească adîncimea, deoarece în acest fel se reduce volumul neutilizat al săpăturii, adică al părții situate deasupra nivelului apei în canal. Dacă canalul se execută în umplutură, este avantajos să se reducă adîncimea și să se sporească lățimea, deoarece se reduc cantitățile de lucrări din digurile laterale.

În regiuni cu climă aspră, unde există pericolul de îngheț, este recomandabil să se sporească adîncimea pentru a reduce suprafața apei supusă la răcire. În acest fel se reduce și partea ocupată în secțiunea transversală de stratul de gheață.

Lățimea fundului poate fi impusă și de gabaritul excavatoarelor folosite în cazul mecanizării lucrărilor. Ținînd seama și de gabaritul drumurilor necesare pentru evacuarea pămîntului săpat, lățimea fundului rezultă în acest caz de obicei de 10 ... 14 m. Dacă vehiculele de transport circulă pe mal, lățimea fundului se reduce mult, putînd ajunge pînă la 3,0 m.

§ 11. AMENAJĂRI DIVERSE

50. Construcții pentru reglarea debitului

În anumite puncte ale canalului pot exista ramificații pentru distribuția apei în proporțiile cerute de consumator. Distribuția de debit apare de obicei la canalele pentru irigații și alimentări cu apă. Construcțiile care asigură cantitatea de apă în asemenea ramificații se numesc *stăvilare de reglaj* sau *regulatoare*. Alcătuirea

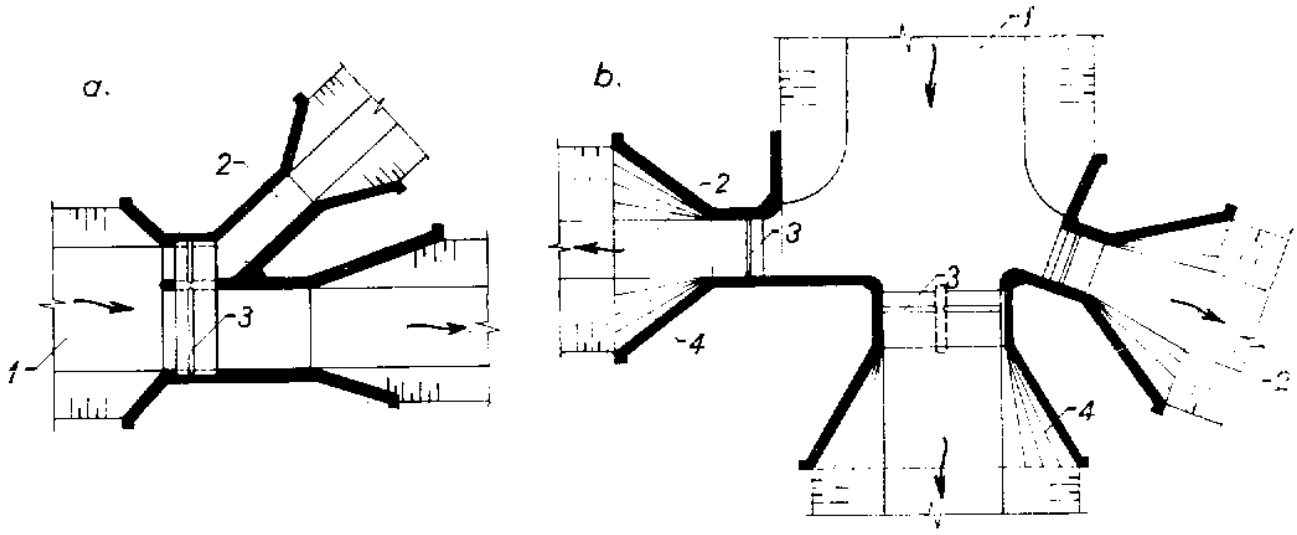


Fig. 12-41. Stăvilare de reglaj la derivaţii:
a — ramificaţie simplă; *b* — nod de distribuţie; *1* — canal principal; *2* — ramificaţie; *3* — stavilă; *4* — zid riglat.

lor constructivă este asemănătoare cu aceea a stăvilarelor de derivaţie. Pragul stăvilarului poate fi amplasat la cota fundului sau peste patul canalului. Stavilele asigură distribuţia debitelor sau închid complet una din ramificaţii. Se întîlnesc stăvilare la ramificaţiile simple (fig. 12-41, *a*), sau pot exista noduri de distribuţie, în care caz se realizează stăvilare atît pe canal cît şi pe ramificaţii (fig. 12-41, *b*). Funcţie de profilul în lung, între canal şi derivaţie pot fi admise căderi sau nu.

Dacă există un raport constant între debitul ce trece pe canal şi cel de pe ramificaţie, stăvilarele de reglaj nu mai sînt necesare. Se prevăd în acest caz simple praguri deversante.

51. Descărcători

Cînd se urmăreşte menţinerea unui anumit nivel de exploatare, pe traseul canalului sau la capătul aval se asigură evacuarea apei în surplus. Din punct de vedere hidraulic aceşti descărcători sînt deversoare laterale. Constructiv, ele se pot realiza sub formă de pereţi deversanţi de beton, sau sub formă de rapide de descărcare. Un astfel de rapid care debuşează în rigola de scurgere exterioară este prezentat în figura 12-42.

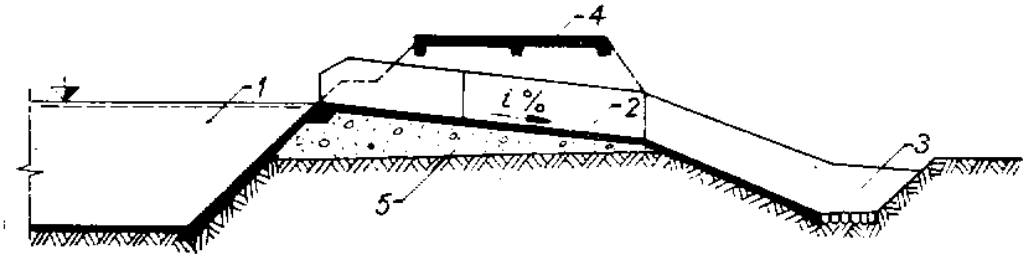


Fig. 12-42. Rapid de descărcare a surplusului de debit din canal:
1 — canal; *2* — rapid; *3* — rigolă colectoare; *4* — podul drumului de coronament; *5* — umplutură compactată.

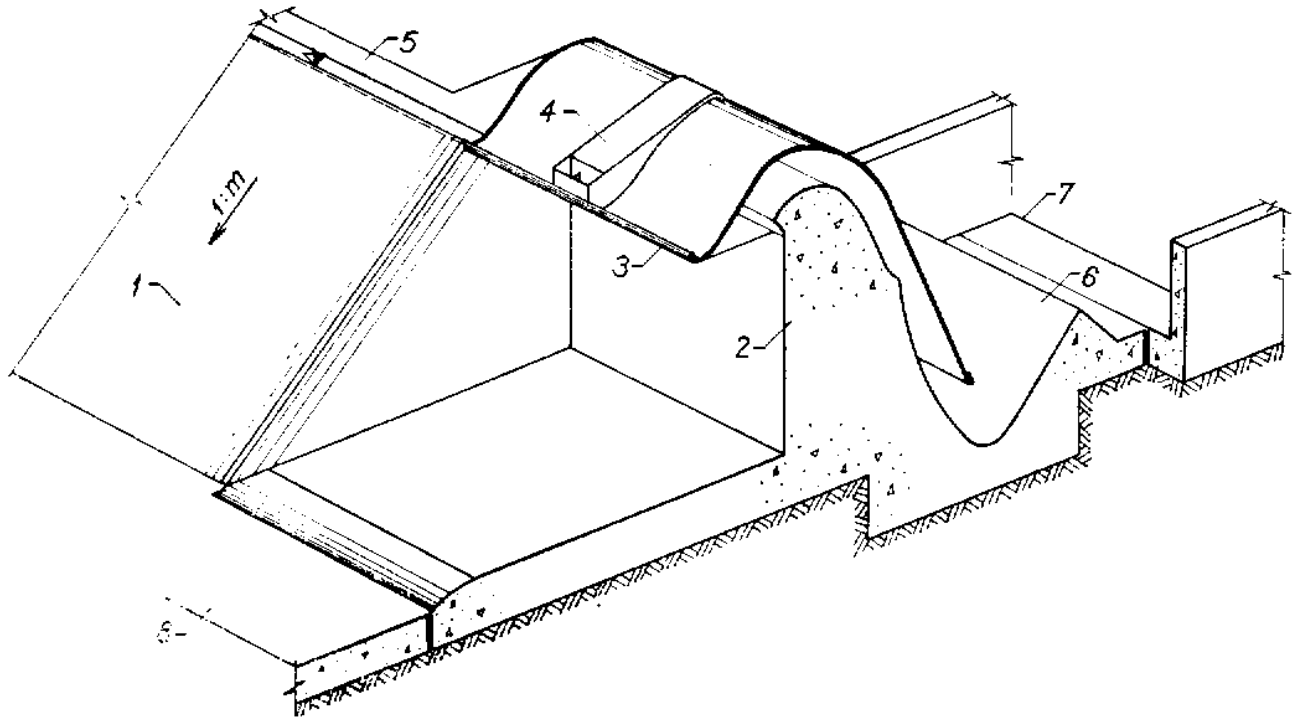


Fig. 12-43. Sifon de preaplin pe canal:
1 — taluzul canalului principal; *2* — deversor; *3* — capotă; *4* — aerare; *5* — bermă; *6* — prag aval; *7* — canal de descărcare; *8* — radier.

Mai des întîlniți sînt descărcătorii sifon care asigură un nivel aproape constant în canal. Pe traseul canalului ei se realizează sub forma unor construcții de beton amplasate în taluz, continuate cu canal de descărcare (fig. 12-43).

În figura 12-44 este prezentat sifonul de descărcare de pe canalul magistral *Viziru*. Evacuarea apei se face prin trei baterii de sifoane de proporții diferite care intră eșalonat în funcțiune. Surplusul de debit este trecut prin cele trei tubații de beton, care traversează rambleul, și este condus apoi de canalul de evacuare.

De cele mai multe ori sifonul se află în zona aval a canalului, dispus în pereții camerei de încărcare sau ai bazinului de distribuție.

Dispozitivele de golire se amplasează în diverse puncte ale traseului și în orice caz la capătul aval. În mod curent golirile se construiesc sub formă de tubații metalice echipate cu vane. Pentru a realiza soluții economice, ele se asociază cu descărcătorii, după cum se vede și în figura 12-44, sau cu instalațiile pentru reglajul debitului.

52. Evacuatori de zai

Cînd de la priză se admite zaiul pe derivație, sau cînd la exploatarea în regim de iarnă este posibilă apariția acestuia, pe traseul canalului și la capătul aval se amplasează dispozitive de evacuare a zaiului. Dacă lungimea canalului este redusă, sînt suficiente măsurile de protecție sau de evacuare luate la capătul aval. La canalele de lungime mare se iau măsuri de evacuare și pe parcurs.

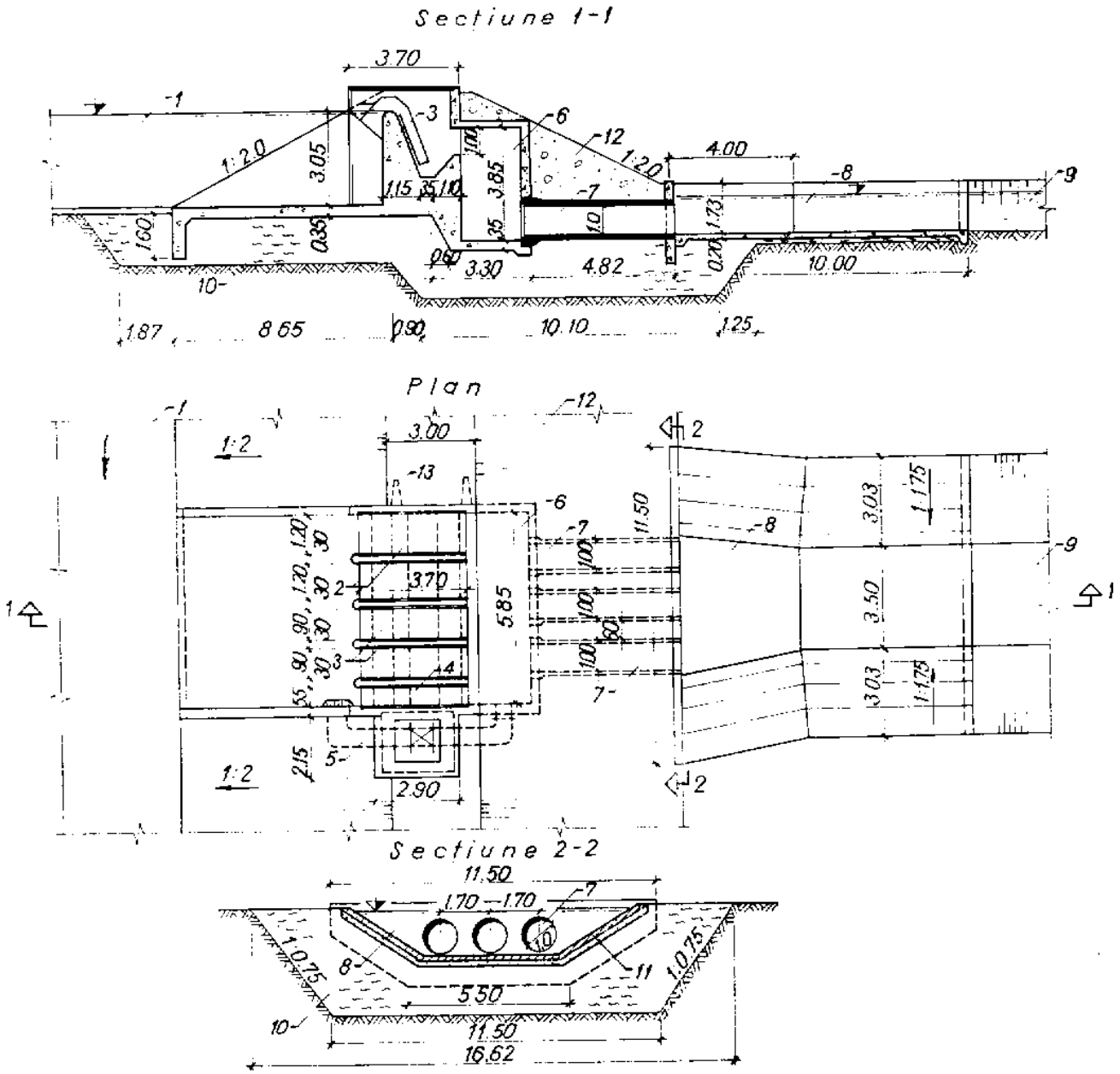


Fig. 12-44. Sifon de descărcare pe canalul Viziru:

1 — canal principal; *2* — bateria 1; *3* — bateria 2; *4* — sifon de reglaj curent; *5* — conductă de golire; *6* — bazin de debuşare; *7* — conductă *Premo*; *8* — zonă de racord căptuşită; *9* — canal de evacuare; *10* — argilă; *11* — pereu de beton; *12* — rambleu; *13* — diafragmă de beton.

Un dispozitiv care a dat rezultate în exploatare este cel prezentat în figura 12-45, *a*, realizat la mai multe amenajări din U.R.S.S. [1]. El constă dintr-un canal colector suspendat de un cadru a cărui poziţie poate fi reglată pe verticală. Ghidajele lansate spre amonte colectează zaiul de la diverse cote şi îl evacuează spre canalul lateral. Debitul necesar antrenării zaiului este reglat de o stavilă coborîtoare plasată pe acest canal. Proporţia de eliminare a zaiului atinge 80 ... 85%.

Un dispozitiv mai simplu este cel din figura 12-45, *b*. Jgheabul suspendat transversal faţă de direcţia curentului poate bascula astfel ca buza de colectare să se găsească la adîncimea de curgere a zaiului. Stratul de apă cu zai este dirijat

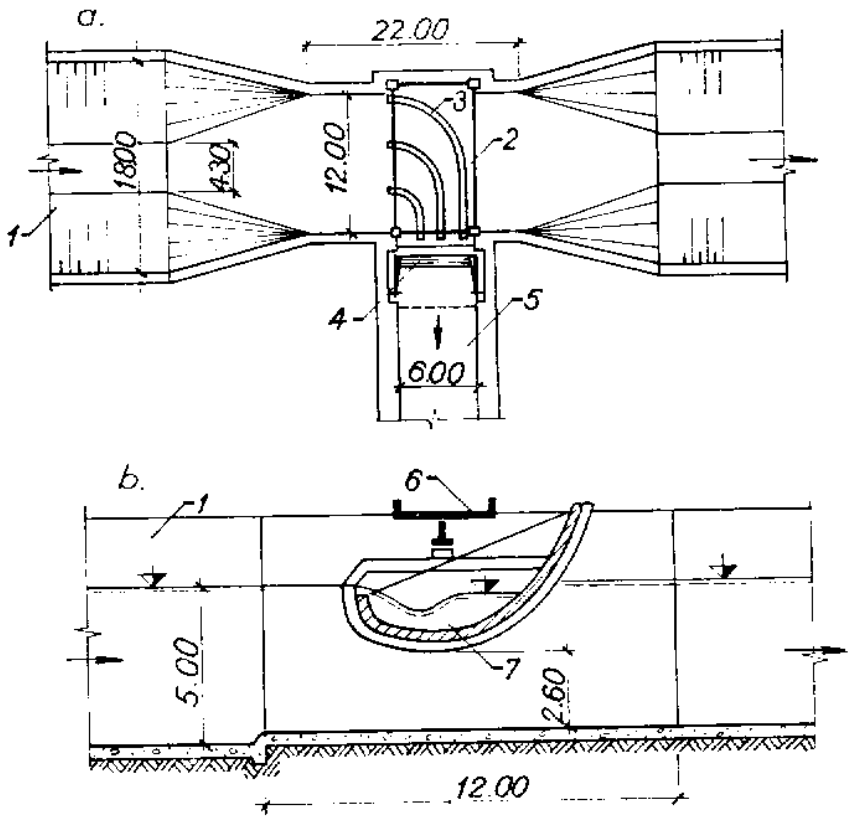


Fig. 12-45. Evacuatori de zai:
a — cu ghidaje; *b* — cu jgheab basculant; *1* — canal; *2* — cadru mobil; *3* — ghidaje; *4* — stavilă; *5* — canal de evacuare; *6* — pasarelă; *7* — jgheab colector.

înspre exteriorul canalului. Pentru a asigura plutirea zaiului în straturile superioare care se colectează, este necesar ca în porțiunea de amplasare a dispozitivului, canalul să fie într-un aliniament de minimum 20 de ori adîncimea canalului. În perioadele cînd nu există pericol de îngheț jgheabul se ridică, pentru a evita apariția remuului în amonte. Proporția de zai eliminată nu depășește însă 50% din totalul transportat [1].

53. Evacuatori de aluviuni

Prezența aluviunilor în canale este inevitabilă, chiar atunci cînd se iau măsuri speciale de protecție și desnisipare la captare. Nisipul adus de vînt și aluviunile transportate de pîraiele intersectate de canal pot atinge uneori cantități nedorite. Pentru eliminarea lor se prevăd evacuatori de aluviuni cu dispozitive de spălare. O astfel de construcție este cea din figura 12—46. Într-o porțiune supralărgită a canalului se plasează un prag curbiliniu care dirijează aluviunile tîrîte spre una sau mai multe deschideri echipate cu stavile.

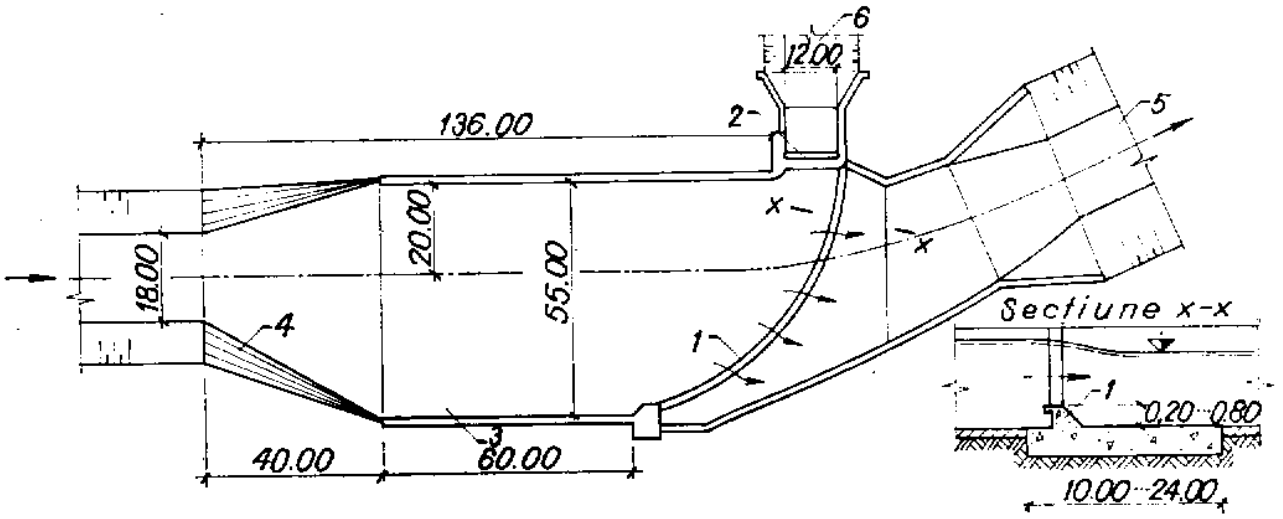


Fig. 12-46. Instalaţie de evacuare a aluviunilor:
1 — prag; *2* — stavilă; *3* — cameră de depunere; *4* — racord; *5* — tronson aval; *6* — canal de spălare.

Pentru a evita depunerea aluviunilor în zonele cu viteze reduse de curgere, sau la bifurcaţii, este indicat să se menţină în canal viteze mai mari în perioadele cu turbulenţă sporită, iar uneori chiar să se golească canalul cu o viteză de coborîre a nivelului de 20 ... 30 cm/oră [1].

§ 12. LUCRĂRI DE ARTĂ

54. Albii artificiale

Albiile artificiale înlocuiesc canalul propriu-zis în porţiunile cu relief accidentat sau cu condiţii geologice nefavorabile, unde înscrierea lui ar fi neeconomică sau tehnic greu realizabilă. Astfel de sectoare sînt cele cu versanţi abrupţi, văi înguste în care nu se înscrie ampriza canalului, zone cu pămînt nestabil, sau văi late şi adînci care ar necesita umpluturi mari.

Albiile artificiale pot fi amplasate la nivelul terenului sau montate pe estacade, la o cotă mai ridicată, în care caz poartă numele de apeducte. În funcţie de necesitatea de a proteja apa de impurificări, sau de a preveni îngheţul, ele se pot realiza acoperite.

În funcţie de materialul de construcţie utilizat, albiile artificiale pot fi construite sub formă de canale de lemn, canale de beton sau beton armat şi canale metalice. Lemnul şi metalul sînt rar întrebuinţate în construcţiile mai recente, ele limitîndu-se numai la cazul canalelor de mici proporţii.

Canalele de beton se execută cu secţiunea dreptunghiulară sau trapezoidală. Cînd terenul permite, albia canalului se profilează cu ziduri de sprijin laterale, ca în figura 12-47. Soluţiile de fundare şi drenare sînt asemănătoare cu cele de la canale.

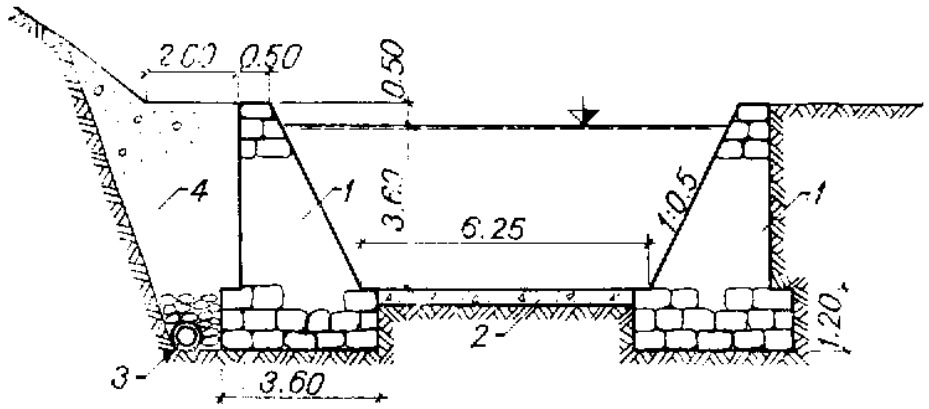


Fig. 12-47. Canal din ziduri de sprijin:
1 — zidărie din piatră brută; *2* — radier de beton; *3* — tub de drenaj; *4* — umplutură.

Canalele de beton sau beton armat propriu-zise au legătura rigidă între pereți și radier și sprijină pe o fundație continuă. În unele cazuri ele se execută deschise (fig. 12-48), fiind înglobate într-o porțiune de umplutură. Din punct de vedere static pereții se consideră console încastrate în radier, solicitate de presiunea hidrostatică. În ipoteza canalului plin nu se contează pe aportul favorabil al împingerii din umplutură.

Acoperirea canalului este dictată de cele mai multe ori de protecția împotriva înghețului. Se realizează în acest caz o conductă de beton armat de secțiune dreptunghiulară sau casetată, cum este cea din figura 12-49. Acoperirea cu umplutură asigură o izolație termică eficace.

Canalele monolite se execută cu rosturi de dilatație, etanșate cu tolă de cupru sau benzi de cauciuc. La canalele de beton simplu rosturile se dispun la intervale de 10 ... 12 m, iar la cele de beton armat la 20 ... 30 m. Execuția canalului din elemente prefabricate este avantajoasă atunci cînd se poate utiliza aceeași secțiune pe lungimi mari. Prefabricatele permit un ritm sporit de execuție și o reducere a

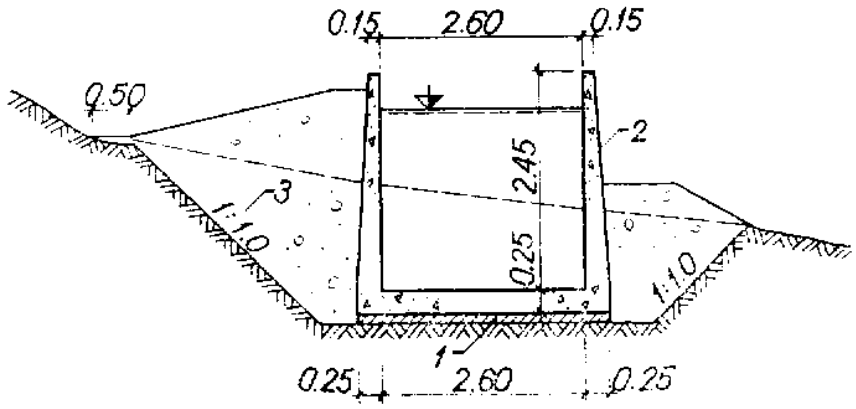


Fig. 12-48. Canal din beton armat la devierea Valea Mare:
1 — beton de egalizare; *2* — perete de beton armat; *3* — umplutură.

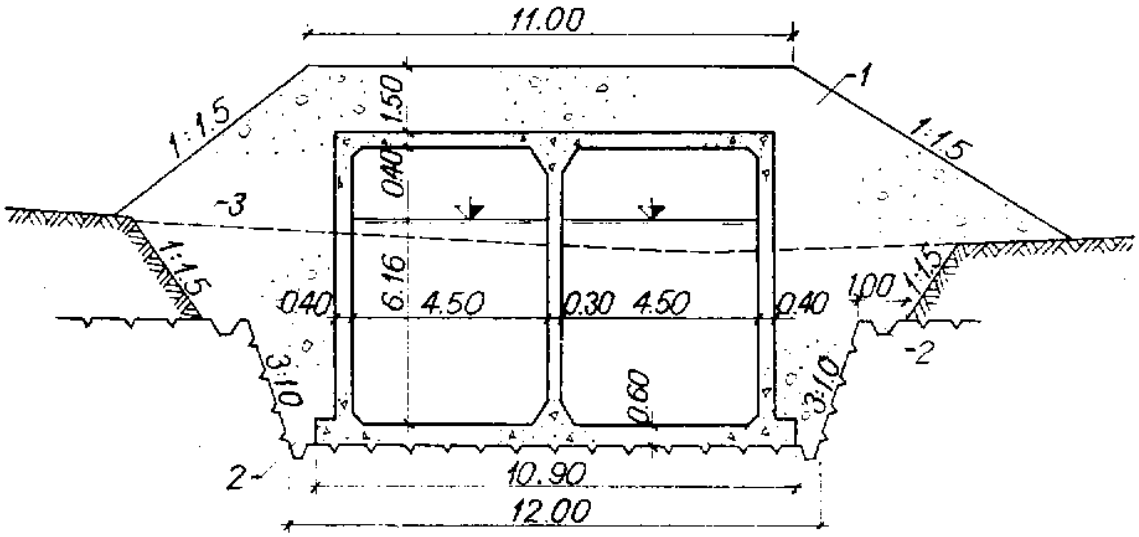


Fig. 12-49. Canalul de fugă al U.H. Curtea de Argeş:
1 — umplutură; *2* — rigolă colectoare; *3* — linia terenului natural.

grosimii pereţilor datorită condiţiilor de turnare. În acest caz rosturile curente se monolitizează cu beton, iar cele de dilataţie se prevăd cu tolă, pîslă bitumată sau funie gudronată.

55. Apeducte şi poduri canal

Apeductele şi podurile canal sînt canale de beton (mai rar de lemn), montate pe estacade sau pe pile, asemănătoare cu cele de la construcţia de poduri. De cele mai multe ori ele se prevăd pentru trecerea canalelor peste cursuri de apă — de aici denumirea de pod canal — dar se întîlnesc şi la traversarea văilor uscate, a rîpelor sau a accidentelor de teren.

Din punct de vedere constructiv ele se pot realiza în două moduri.

În primul caz canalul propriu-zis reprezintă sarcina utilă aplicată pe tablierul podului. Această rezolvare se foloseşte în cazul canalelor cu secţiune mare şi la deschideri mari. În figura 12-50 este prezentat un astfel de apeduct sprijinit pe elemente portante. Proporţiile canalului au impus realizarea unor culei deosebit de masive şi adoptarea unei soluţii de pod boltit.

În al doilea caz pereţii şi fundul canalului formează însăşi elementele de rezistenţă ale podului. O asemenea soluţie este cea aplicată la intersecţia canalului de fugă de la *U.H. Noapteş* cu pîrîul Frăsinet (fig. 12-51). Dimensiunile mari ale canalului au impus realizarea radierului sub formă de planşeu cu grinzi pentru a prelua sarcina din greutatea proprie şi din apă în porţiunea dintre pile.

Cînd canalul are proporţii mai mici, cum este cel din figura 12-52, secţiunea canalului formează cadrul de rezistenţă.

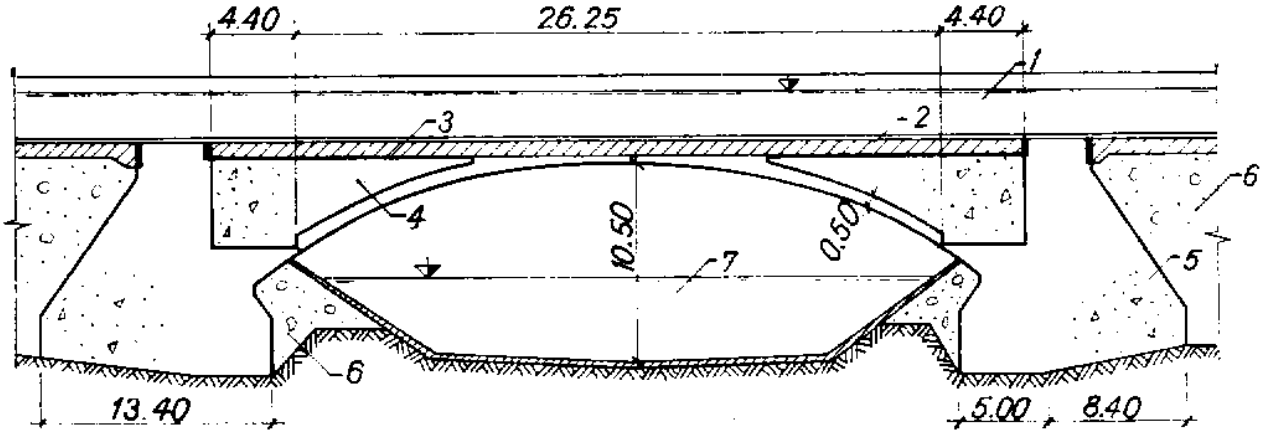


Fig. 12-50. Apeduct pe elemente portante:

1 — canal; *2* — radier; *3* — strat de bitum; *4* — beton de umplutură; *5* — culee; *6* — balast; *7* — curs de apă regularizat.

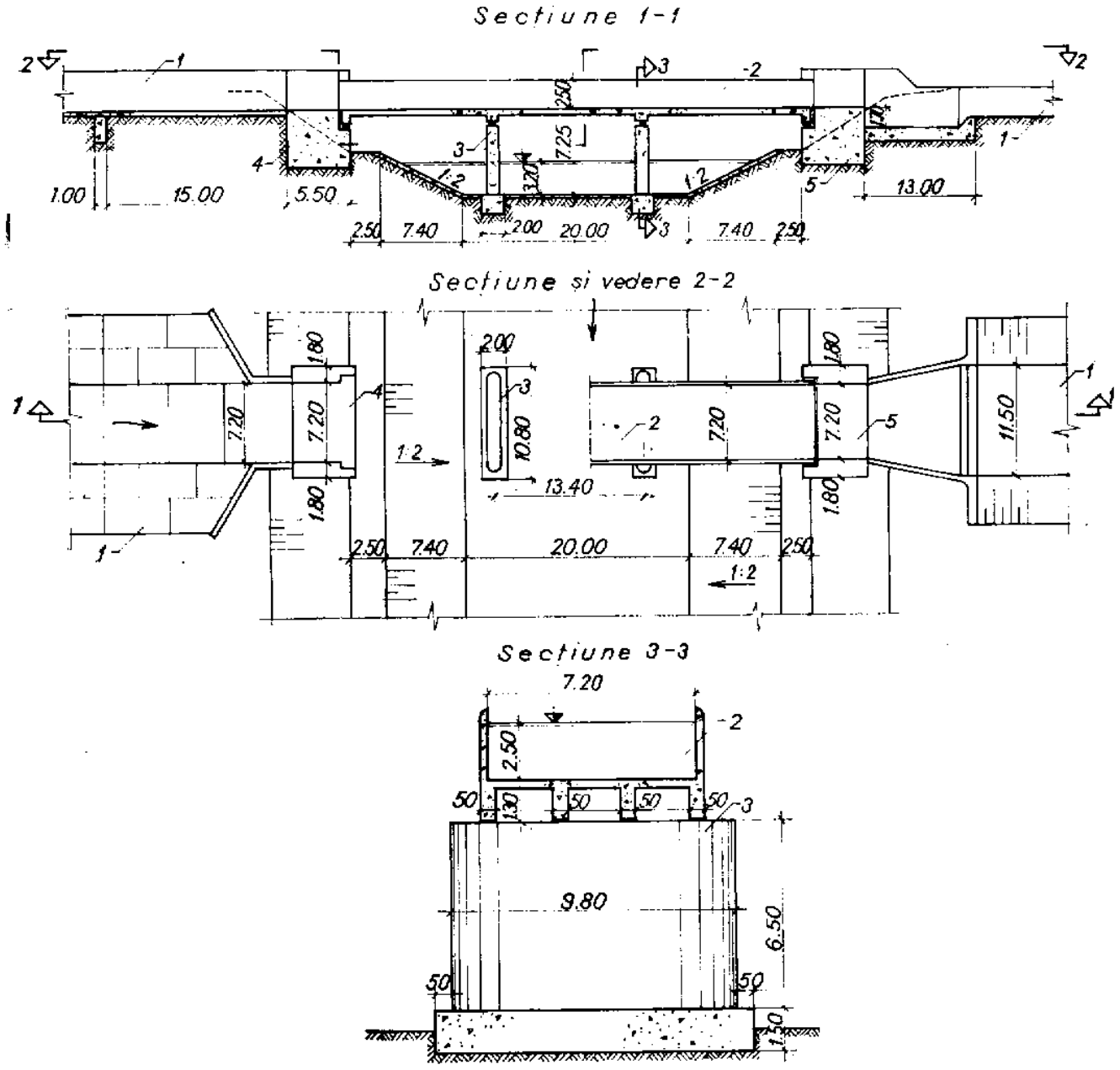


Fig. 12-51. Apeductul Frăsinet:

1 — pîrîu regularizat; *2* — pod canal; *3* — pilă; *4* — culee cu reazem mobil; *5* — culee cu reazem fix.

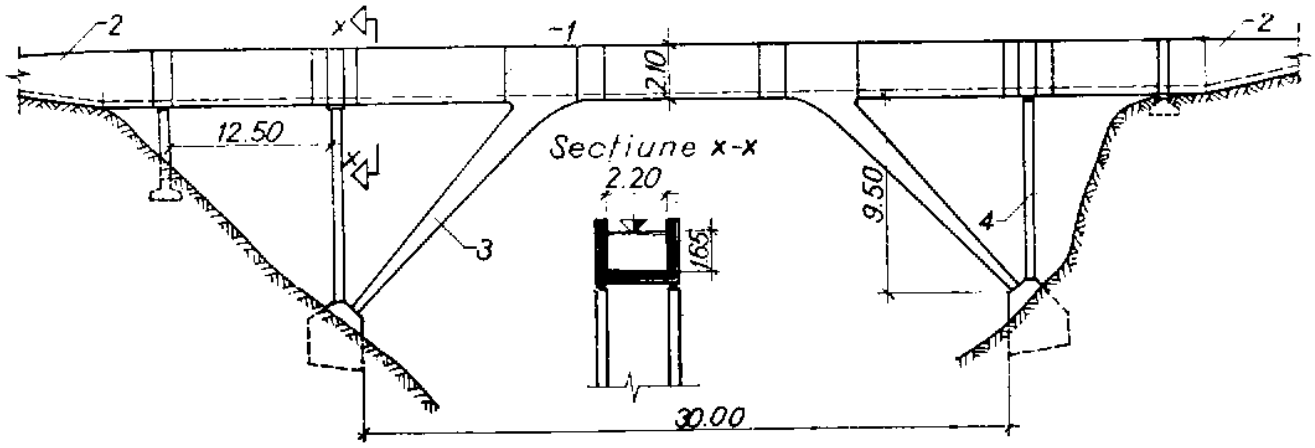


Fig. 12-52. Apeduct din cadre:
1 — rost etanșat; *2* — zonă de racord; *3* — pilă; *4* — reazem intermediar.

O rezolvare specială s-a impus la aducțiunea *Letea* pentru traversarea Bistriței (fig. 12-53). Din canalul de aducțiune debitul este condus pe o conductă metalică circulară care face parte integrantă din podul suspendat. Pilele sînt fundate pe chesoane parțial prefabricate, avînd ancorate firele portante. Deasupra conductei s-a amenajat o pasarelă de acces și întreținere a conductei.

56. Sifoane

Intersecția unui canal cu cursuri de apă sau cu căi de comunicație se face denivelat. O primă soluție este cea prezentată anterior, prin apeducte sau poduri canal. Cînd canalul trece la o cotă inferioară, traversarea se face prin sifonare. La debite mai reduse sifonarea se face printr-o simplă conductă de beton pozată sub patul cursului de apă. Sifonul din figura 12-54, spre exemplu, este alcătuit din tuburi din beton armat îmbinate.

În cazul unor debite importante secțiunea sifonului este mult mai mare și în consecință rezolvările constructive sînt mai pretențioase. Astfel la subtraversarea pîrîului Cîlniș de pe sistemul *Bistrița aval* (fig. 12-55) secțiunea este casetată din beton armat, cu dimensiunile 4,50 × 8,20 m. Armarea s-a făcut ținînd seama atît de presiunea interioară a apei cît și de împingerea umpluturii.

În funcție de debitul de calcul sifonul poate avea un singur fir sau mai multe. Utilizarea a două sau mai multe fire este avantajoasă pentru că evită dimensiunile mari ale secțiunii, iar la reparații, dacă unul dintre fire este scos din funcțiune, celelalte lucrează.

La sifoanele lungi diferența de nivel necesară circulației apei prin sifon diferă funcție de debit. La debite mici, reducerea căderii necesare și scăderea nivelului aval poate provoca ruperea coloanei în sifon și apariția unui salt variabil. În asemenea cazuri trebuie luate măsuri constructive prin batardouri de menținere a nivelului aval, modificarea intrării etc.

Intrarea în sifon se protejează cu un grătar pentru a reține plutitorii. La intrare și la ieșire se prevăd nișe pentru batardourile de reparație. Dacă în canal circulă și aluviuni, acestea se pot depune la trecerea prin sifon, provocînd întreruperea funcționării. În acest caz, la intrare se plasează dispozitive pentru captarea nisipului, sau puțuri de noroi în care se depun aluviunile prin reducerea vitezei de trecere [6].

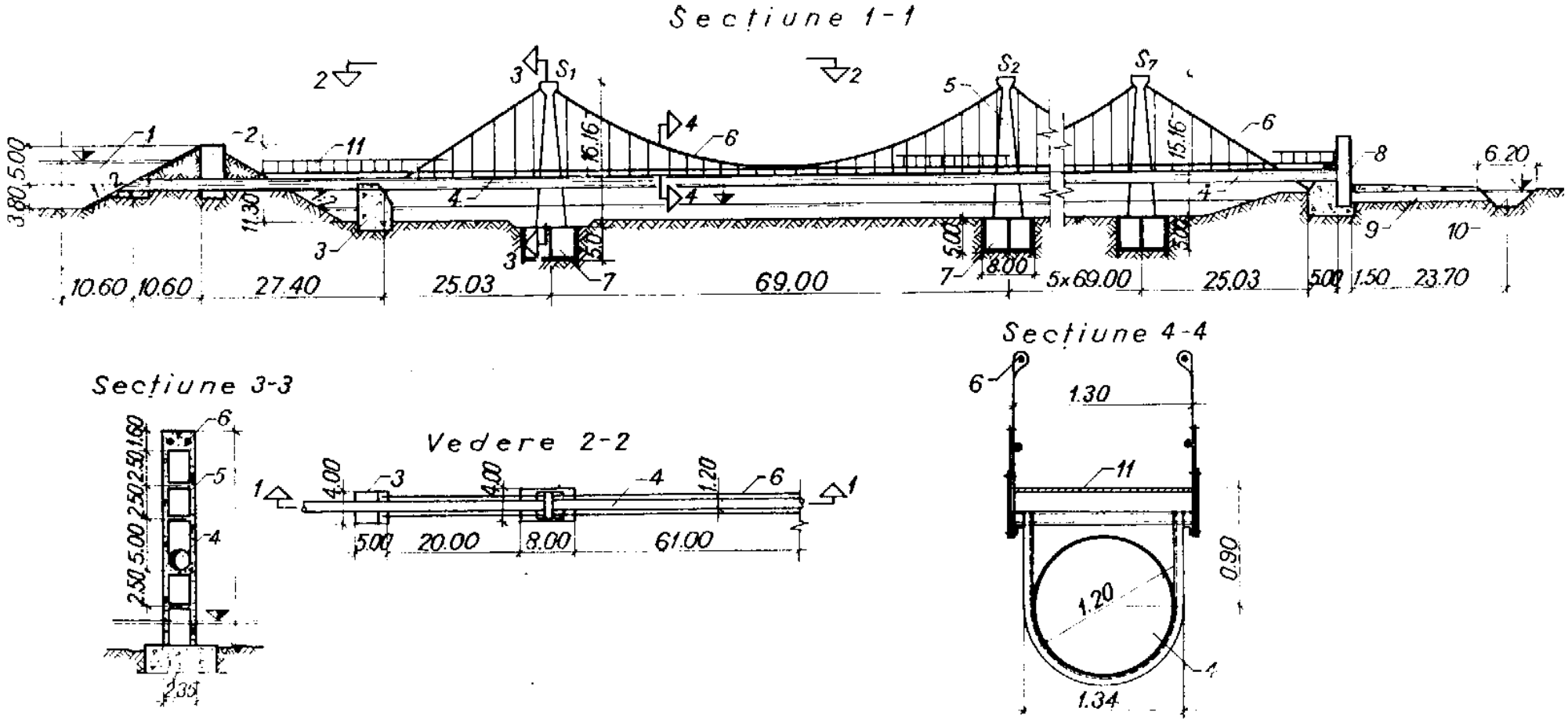


Fig. 12-53. Apeductul Letea:

1 — canal de aducțiune; *2* — cămin de priză; *3* — masiv de ancoraj; *4* — conductă metalică; *5* — stîlp de reazem; *6* — cablu de susținere; *7* — cheson de fundare; *8* — cămin; *9* — conductă de sifonare; *10* — aducțiunea Letea; *11* — pasarelă.

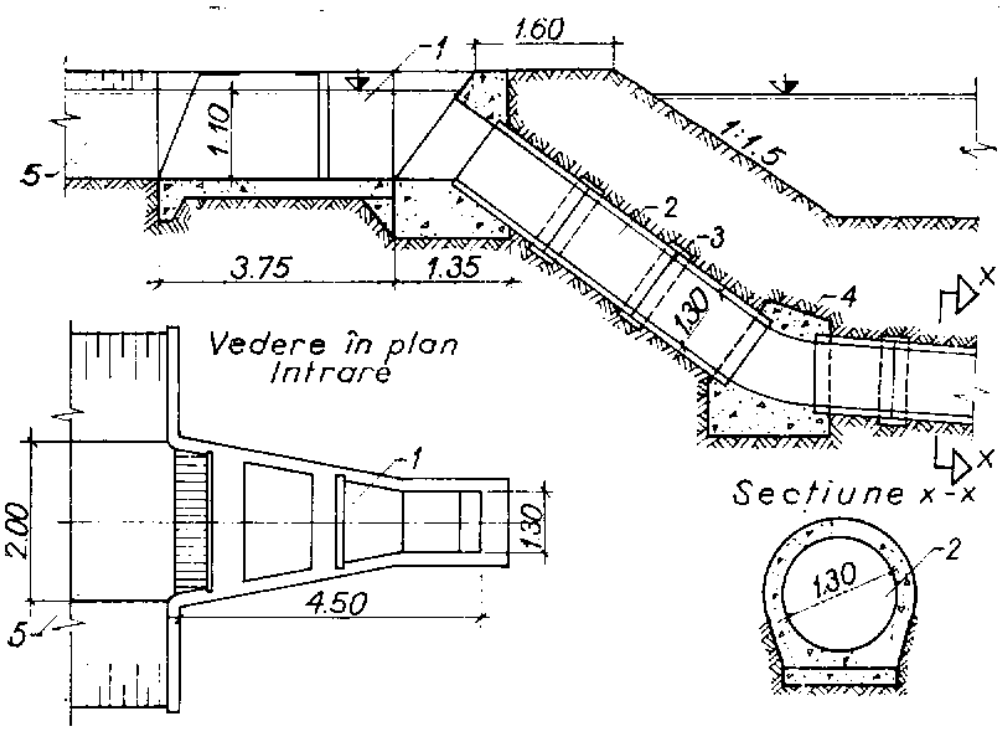


Fig. 12-54. Sifon din tronsoane de tuburi de beton armat:
1 — tronson de intrare; *2* — tub de beton armat; *3* — rost; *4* — masiv de reazem; *5* — canal amonte.

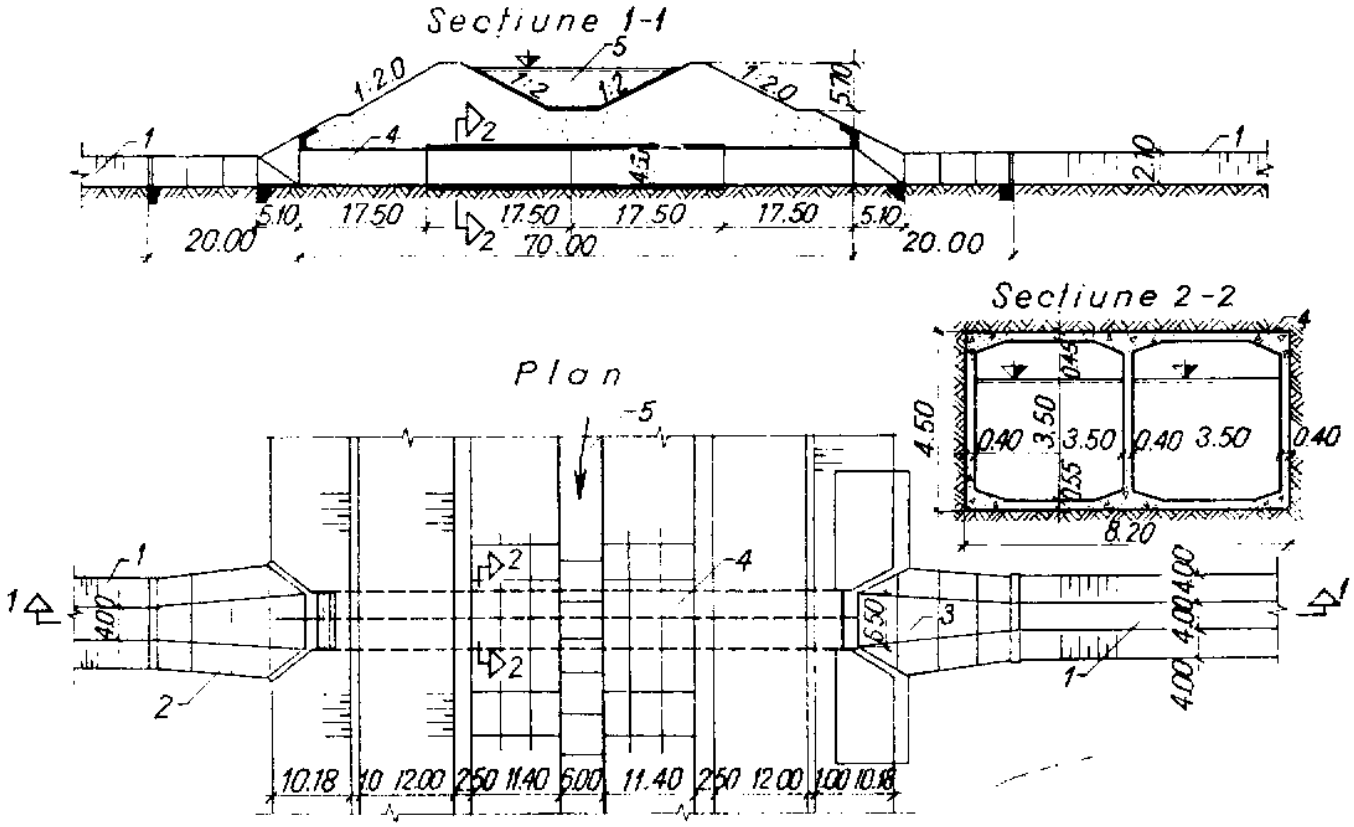


Fig. 12-55. Subtraversarea Cîlniș:
1 — pîrîu regularizat; *2* — tronson de intrare; *3* — bazin aval; *4* — conductă de beton armat; *5* — aducțiunea principală.

57. Captări de pîrîuri

După cum s-a văzut, intersecția dintre canal și cursurile de apă se face de obicei denivelat. Sînt însă cazuri în care captarea pîrîurilor intersectate este o soluție avantajoasă, dînd posibilitatea sporirii debitului uzinat la centrală sau furnizat beneficiarilor. Pentru captarea unui pîrîu trebuie mai întîi a se asigura că transportul lui aluvionar poate fi îndepărtat prin lucrări în amonte. Se execută apoi o regularizare pe 100... 200 m înainte de intersecția cu canalul și debitul pîrîului se conduce în canal.

În figura 12-56 este prezentată captarea pîrîului Stupina în aducțiunea *U.H. Albești*. Din canalul de beton al albiei regularizate debitul captat este trecut în canalul de aducțiune printr-o conductă de beton prevăzută cu o fantă la fața taluzului.

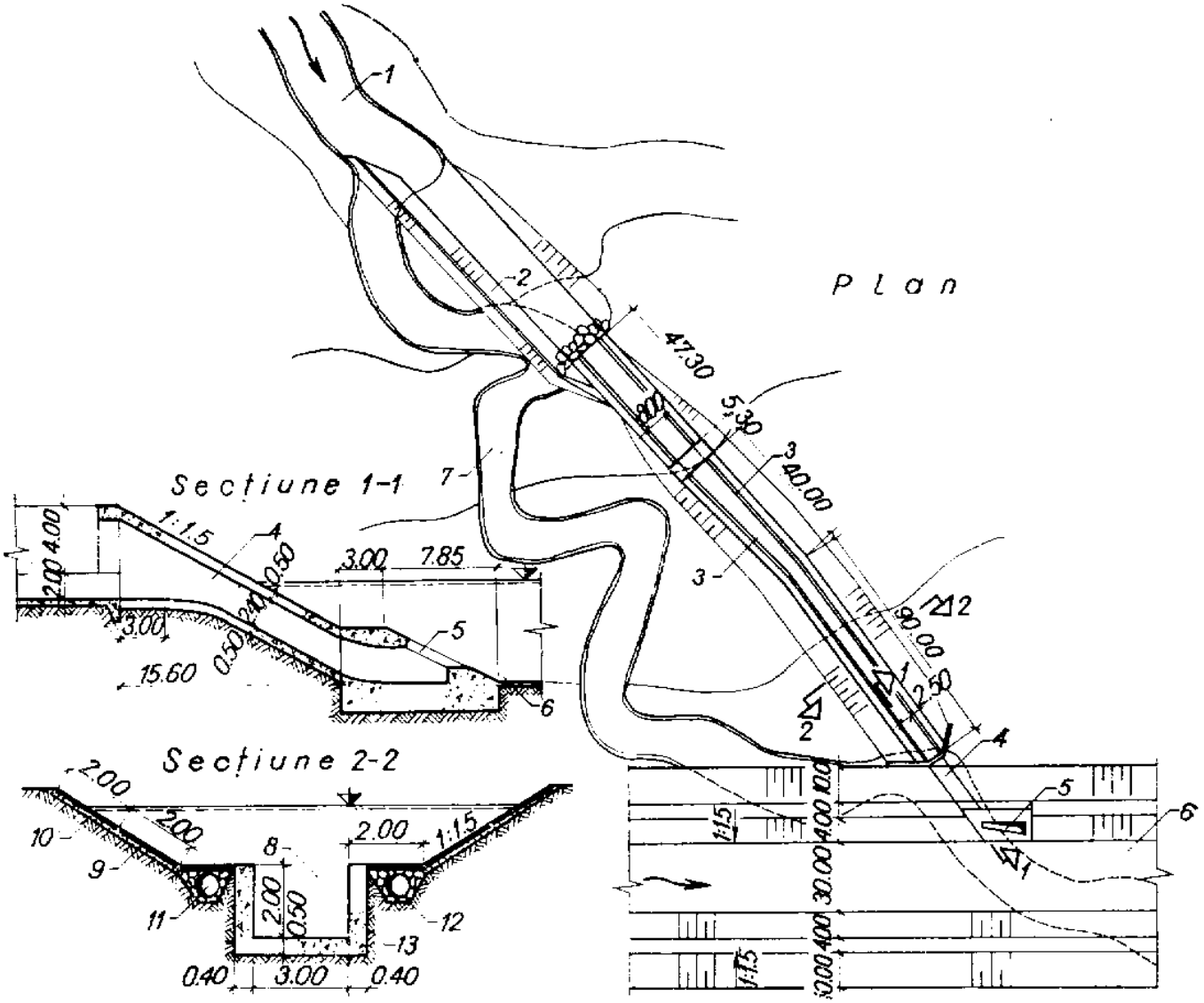


Fig. 12-56. Captarea pîrîului Stupina:

1 — pîrîu; *2* — dig lateral; *3* — albie regularizată; *4* — conductă de beton armat; *5* — debușare; *6* — canal de aducțiune; *7* — albie veche; *8* — cuneta albiei regularizate; *9* — pereu de beton; *10* — strat filtrant; *11* — dren colector; *12* — blocaj de piatră; *13* — căptușeală de beton.

BIBLIOGRAFIE

1. Grişin, M. *Construcţii hidrotehnice*, vol. II (traducere din limba rusă). Bucureşti, 1959.
2. Pascu, M., Stelea, V. *Manual practic de geologie tehnică*. Bucureşti, 1963.
3. Mosonyi, E. *Water power development*. Budapesta, 1963.
4. Davis, C., Sorensen, K. *Handbook of applied hydraulics*. New York, 1969.
5. Creager, W., Justin, J. *Hydroelectric handbook*. New York, 1955.
6. Zamarin, E., Popov, N., Fadeev, V. *Construcţii hidrotehnice* (traducere din limba rusă). Bucureşti, 1952.
7. Morozov, A. *Utilizarea energiei apelor* (traducere din limba rusă). Bucureşti, 1952.
8. Schoklitsch, A., *Der Wasserbau*. Wien, 1930.
9. Mateescu, C. *Hidraulica*. Bucureşti, 1963.
10. Ludin, A. *Wasserkraftanlagen*. Berlin, 1934.
11. Mazilu, A. *Calculul economic al canalelor de aducţiune energetice*. Energetica, nr. 7, 1963.

CAPITOLUL 13

GALERII ŞI PUŢURI HIDROTEHNICE

§ 1. CONSIDERAŢII GENERALE

1. Generalităţi

Galeriile hidrotehnice sînt construcţii care servesc pentru transportul apei, executate prin excavarea secţiunii lor în scoarţa pămîntului, fără îndepărtarea terenului de deasupra. În perioada actuală galeriile hidrotehnice sînt folosite într-o măsură din ce în ce mai mare în cadrul schemelor de amenajări hidroenergetice, pentru mari aducţiuni de alimentări cu apă potabilă şi industrială, pentru irigaţii etc.

În ţara noastră, toate amenajările hidroelectrice de mare cădere, construite după anul 1944, au fost prevăzute cu aducţiuni principale sau secundare realizate sub formă de galerii. Sînt de remarcat din prima etapă aducţiunile *U.H. Moroeni* ($L = 4{,}8$ km, $D = 2{,}0$ m), *U.H. Sadu V* ($L = 5{,}0$ km, $D = 1{,}8$ m) şi cea mai importantă, *U.H. V.I. Lenin — Bicaz* ($L = 4{,}8$ km, $D = 7{,}0$ m). Pe baza experienţei cîştigate la aceste lucrări, la amenajările care au urmat volumele de lucrări subterane s-au amplificat şi mai mult, în scopul concentrării debitelor mai multor rîuri în lacuri mari de acumulare. Se menţionează astfel galeriile de aducţiune şi de fugă ale *U.H. Gh. Gheorghiu Dej — Argeş* ($L = 42$ km, $D = 2 \ldots 5{,}15$ m) în funcţiune, sau galeriile în curs de construcţie ale amenajărilor *Lotru* ($L = 151$ km, $D = 2{,}2 \ldots 5{,}6$ m), *Someş* ($L = 41$ km, $D = 2{,}4 \ldots 4{,}7$ m) şi *Sebeş* ($L = 45$ km, $D = 2{,}3 \ldots 4{,}3$ m).

Principalele avantaje ale galeriilor hidrotehnice în raport cu celelalte categorii de aducţiuni (conducte, canale) sînt:

— scurtarea traseului aducţiunii, care în general se poate apropia de linia dreaptă care uneşte punctele de capăt;

— mărirea siguranţei şi duratei în exploatare a lucrării, evitînd zonele periculoase ca versanţii abrupţi, expuşi la alunecări sau avalanşe de zăpadă şi bolovani, zonele dens populate etc.;

— independenţa execuţiei şi exploatării faţă de condiţiile climatice (se pot executa în condiţii optime independent de anotimp, apa care circulă nu este expusă impurificării şi îngheţului);

— amploarea redusă a lucrărilor de întreţinere şi reparaţii;

— economicitatea lucrărilor, asigurată în mare parte prin contribuţia mediului stîncos la preluarea eforturilor interioare.

2. Clasificări

Din punct de vedere hidraulic galeriile se împart în două categorii principale:

— *galerii fără presiune*, în care apa curge cu nivel liber pe întreaga lungime, secţiunea lucrînd ca un canal;

— *galerii sub presiune*, cînd toată secţiunea galeriei este plină cu apă, funcţionînd ca o conductă sub presiune; galeriile sub presiune, funcţie de presiunea interioară a apei din ele, se împart în:

— galerii de joasă presiune avînd presiunea interioară a apei $H < 5$ m;

— galerii de presiune medie cu $5 < H < 100$ m;

— galerii de mare presiune cu $H > 100$ m.

Galeriile sub presiune au avantajul că au elasticitate de funcţionare în exploatare, putînd transporta debite variabile în funcţie de poziţia liniei piezometrice.

Din punct de vedere al folosinţei pe care o asigură galeriile pot fi: energetice, cînd fac parte din schema de amenajare a unei uzine hidroelectrice, pentru irigaţii, pentru alimentarea cu apă şi canalizarea localităţilor sau a complexelor industriale, pentru navigaţie şi plutărit, pentru descărcarea apelor dintr-un bief superior în unul inferior, pentru scopuri multiple cînd satisfac cel puţin două folosinţe. În acest capitol se vor prezenta în special galeriile hidrotehnice folosite în amenajările hidroenergetice.

Din punct de vedere constructiv galeriile hidrotehnice se clasifică în două categorii:

— galerii hidrotehnice propriu-zise, cînd axa lor este orizontală sau înclinată cu o pantă de maximum 10%;

— galerii hidrotehnice forţate sau chiar puţuri, cînd axa lor este înclinată cu mai mult de 10% sau este chiar verticală.

Tot din punct de vedere constructiv, galeriile hidrotehnice pot fi căptuşite sau necăptuşite, după cum profilul de stîncă al galeriei, rezultat din excavaţie, este sau nu protejat de o căptuşeală (în general din beton, beton armat, torcret, beton armat şi tolă metalică, zidărie de bolţari).

3. Funcţii îndeplinite

În schema de amenajare a unei uzine hidroelectrice galeriile hidrotehnice pot să îndeplinească următoarele funcţiuni:

— *Galerii de aducţiune*, cînd transportul debitului instalat la centrală se face între priză şi castelul de echilibru printr-o galerie. Această soluţie, datorită avantajelor pe care le prezintă, este aplicată aproape în exclusivitate la toate amenajările importante cu derivaţii sub presiune. În figura 13-1 se arată profilul în lung şi planul de situaţie pentru firul principal al *U.H. Lotru*, unde se vede că aducţiunea este realizată dintr-o galerie sub presiune cu secţiunea circulară.

— *Galerii forţate* sau *puţuri forţate*, cînd transportul debitului între castelul de echilibru şi centrală se face printr-o galerie cu pantă mare (> 10%), respectiv verticală. Soluţia aceasta se aplică frecvent în ultimul timp, fiind în general mai avantajoasă decît soluţia cu conductă forţată aeriană, mai ales în amplasamentele cu condiţii geologice bune. Prin faptul că racordul (cotul) dintre galeria de aducţiune şi galeria forţată poate fi amplasat imediat în aval de castel se evită intrarea în depresiune a tronsonului de legătură castel-conductă forţată, care apare în soluţia cu conducte forţate la zi. Tot în figura 13-1 se remarcă cum la *U.H. Lotru* porţiunea conductei forţate este realizată dintr-o galerie cu blindaj metalic gros

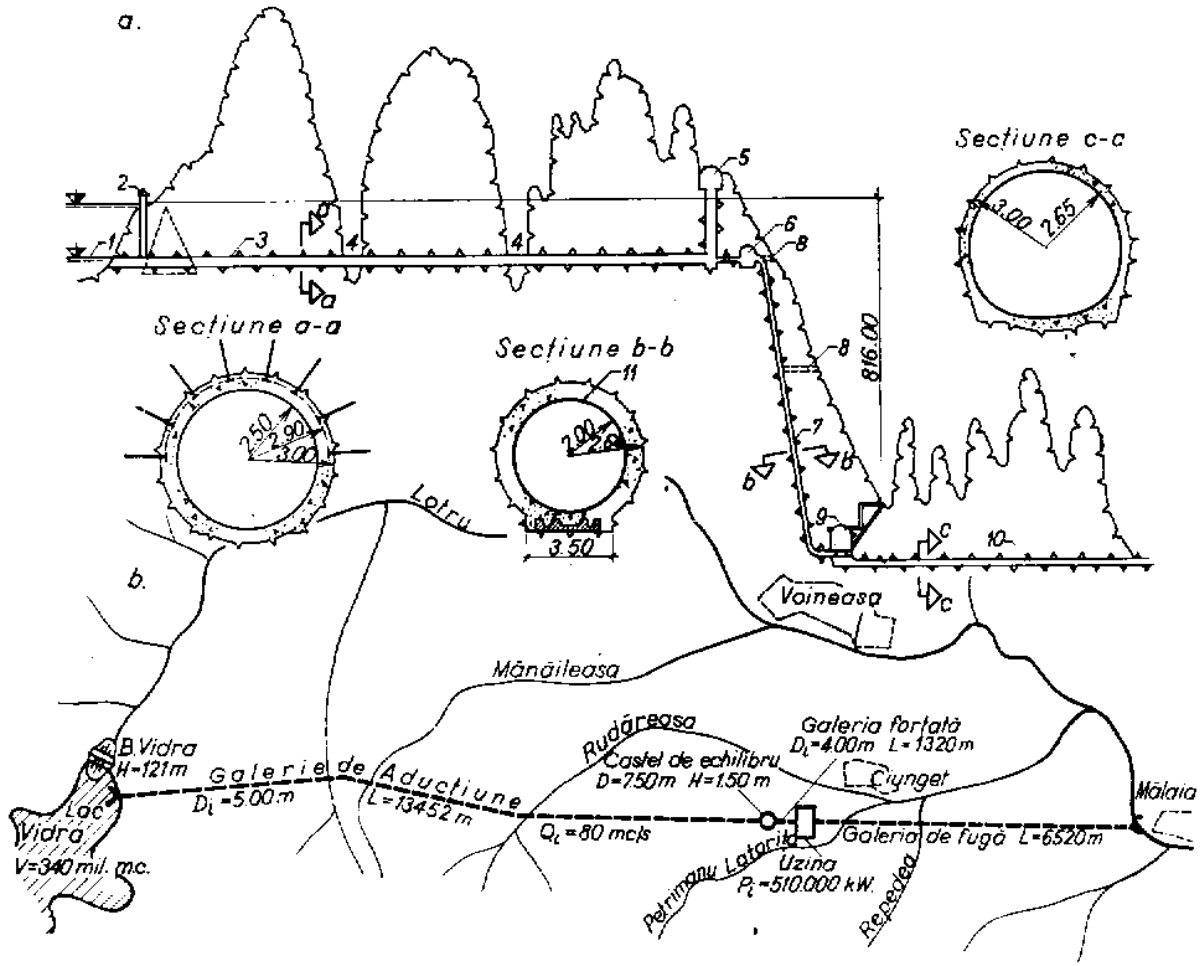


Fig. 13-1. Uzina hidroelectrică Lotru:

a — profil în lung; *1* — priză de apă; *2* — puț de vane; *3* — galerie de aducțiune; *4* — traversări aeriene; *5* — castel de echilibru; *6* — casă de vane; *7* — galerie forțată; *8* — ferestre de atac; *9* — centrală subterană; *10* — galerie de fugă; *11* — blindaj metalic; *b* — plan de situație al galeriei principale.

(grosimea maximă a blindajului la piciorul aval al galeriei forțate este de 6 cm, căderea amenajată la centrală fiind de 816 m).

— *Galerii de fugă*, care în cazul uzinelor subterane, transportă debitul turbinat de la centrală în albia rîului amenajat. Revenind la figura 13-1 se vede cum la *U.H. Lotru* galeria de fugă este realizată cu nivel liber. La aceeași amenajare s-a aplicat principiul amenajării hidroenergetice integrale a zonei. Astfel, rîuri, pîrîuri, torenți din bazinul hidrografic al Lotrului, afluenți în aval de amplasamentul barajului Vidra, sau din bazine hidrografice vecine (Jieț, Olteț, Olt) sînt aduși prin gravitație sau pompaj în lacul de acumulare de la Vidra. La amenajarea Lotru, considerînd și aducțiunile secundare, se vor executa în total circa 151 km de galerii.

— *Galerii purtătoare de conducte*, care pot să apară în oricare din situațiile prezentate mai sus, cînd se străpung zone cu roci mai slabe și foarte permeabile, încît se preferă soluția cu conductă metalică plasată în interiorul galeriei. De asemenea în zona caselor de vane, amplasate în masivul stîncos, galeriile devin purtătoare de conducte.

În figura 13-2 se prezintă un profil în lung prin amenajarea hidroenergetică *Santa Giustina* (Italia). Se observă că aducțiunea este realizată dintr-o galerie sub presiune, iar galeria de fugă ca o galerie cu nivel liber. Porțiunea conductei forțate

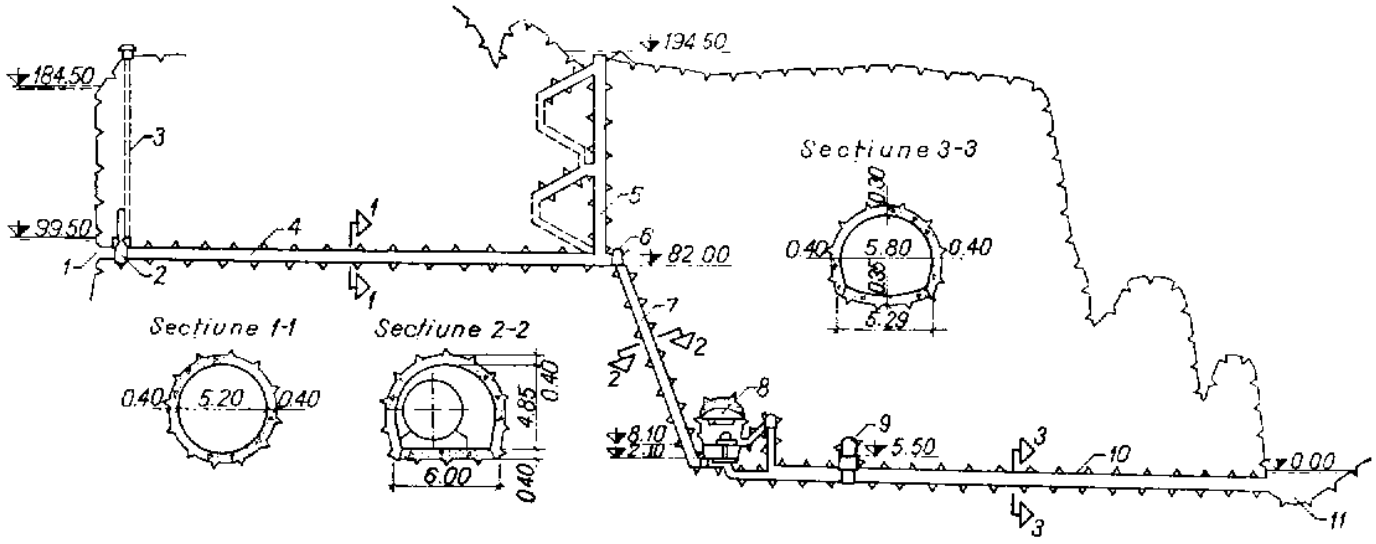


Fig. 13-2. Profil în lung prin U. H. Santa-Giustina:

1 — priză de apă; *2* — casă de vane; *3* — puţ de acces la casa vanelor; *4* — galerie de aducţiune; *5* — castel de echilibru; *6* — casă de vane; *7* — conductă forţată; *8* — centrală subterană; *9* — castel de echilibru aval; *10* — galerie de fugă; *11* — bazin de liniştire.

a fost executată din conductă metalică aşezată într-o galerie înclinată purtătoare de conductă [1].

— *Galerii de deviere a apelor* în timpul construcţiei unui baraj. La barajele situate în zone muntoase, cu văi înguste, versanţi din stîncă sănătoasă şi debite ale rîului mici sau medii, soluţia aceasta este mult mai avantajoasă în raport cu altele, de aceea se aplică foarte des. În etapa finală de construcţie galeriile de deviere

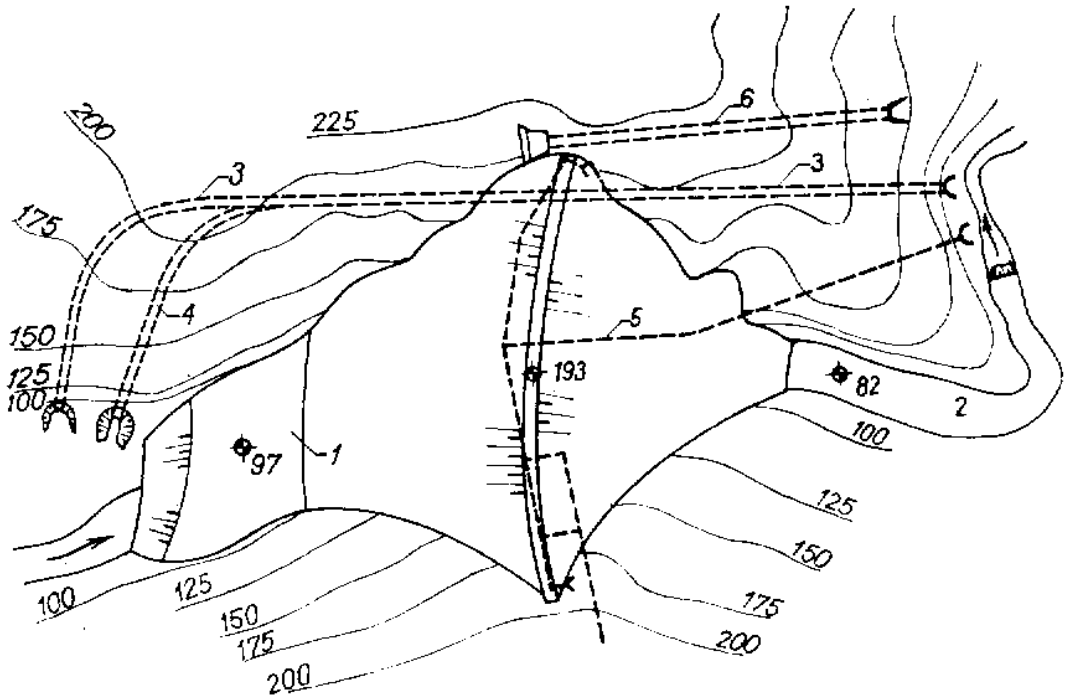


Fig. 13-3. Galerie de deviere la barajul Vidra-Lotru:

1 — platformă şi batardou amonte; *2* — platformă şi batardou aval; *3* — galerie de deviere; *4* — racord pentru amenajarea galeriei de deviere ca golire de fund; *5* — galerie de injecţii, drenaj şi vizitare; *6* — galerie de evacuare ape mari.

se amenajează ca *goliri de fund*, ca *descărcători de ape mari* sau eventual ca *galerii forțate* pentru centrale hidroelectrice situate la piciorul aval al barajului.

În figura 13-3 se prezintă schema de organizare a lucrărilor la barajul *Vidra*. Pentru crearea incintei uscate în amplasamentul barajului, apele Lotrului au fost deviate în faza inițială printr-o galerie situată la malul drept. Această galerie se amenajează în final ca golire de fund a barajului.

§ 2. TRASEU ȘI SECȚIUNI TRANSVERSALE

4. Elemente geometrice

Traseul și cotele profilului în lung ale unei galerii sînt strîns dependente de condițiile naturale (morfologice, geologice, hidrogeologice) și tehnico-economice (destinația galeriei, mijloacele și termenul de execuție, prețul de cost al lucrării). Alegerea soluției finale se face prin compararea tehnico-economică a mai multor variante studiate [2].

Tipul de curgere, sub presiune sau cu nivel liber, influențează asupra fixării pe verticală a traseului. La galeriile sub presiune trebuie asigurată curgerea apei sub o presiune minimă de 1,5 ... 2,00 m deasupra cheii, chiar și în cazul mișcărilor nepermanente. La galeriile cu nivel liber trebuie asigurată curgerea debitelor maxime rezervînd un spațiu liber de minium 0,15 din înălțimea galeriei, dar nu mai mic de 40 cm.

Panta longitudinală a galeriilor cu nivel liber rezultă din criteriile de eficiență economică maximă, iar cea a galeriilor sub presiune se alege constructiv, între 2 și 5‰, urmărind menținerea galeriei sub presiune în toate ipotezele de funcționare și în toate punctele traseului.

Cele arătate mai înainte se exemplifică în figura 13-4, unde se prezintă două variante (cu galerie sub presiune și cu nivel liber) pentru aducțiunea unei uzine hidroelectrice.

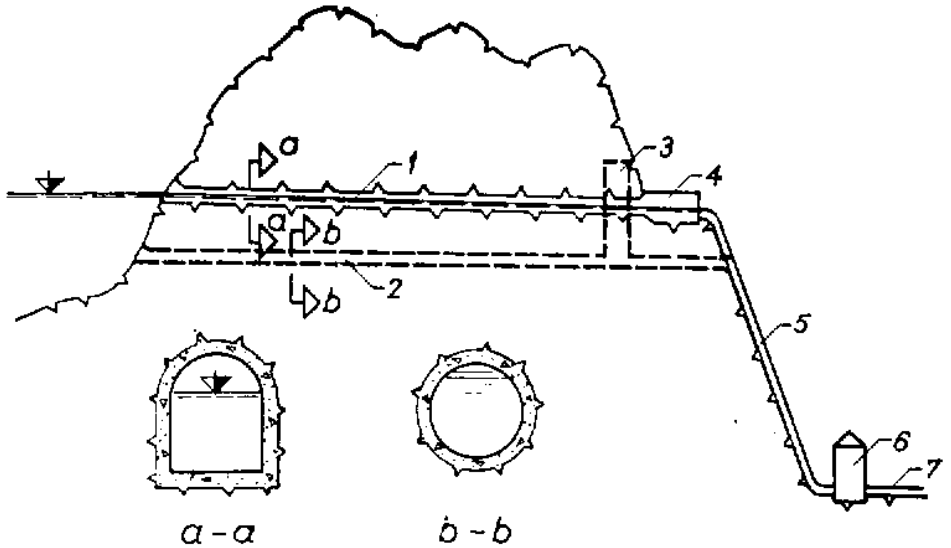


Fig. 13-4. Variante pentru aducțiunea unei uzine hidroelectrice:
1 — galerie cu nivel liber; *2* — galerie sub presiune; *3* — castel de apă; *4* — cameră de încărcare; *5* — conductă forțată; *6* — centrală; *7* — canal de fugă.

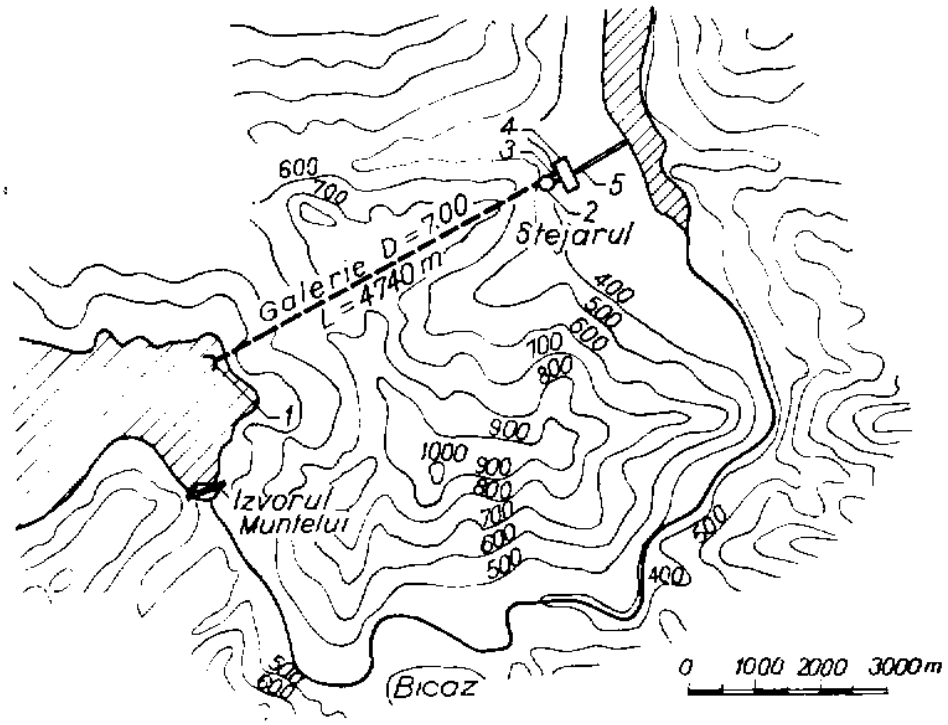


Fig. 13-5. Traseul aducţiunii U.H. V.I. Lenin-Bicaz:

1 — priză de apă; *2* — castel de echilibru; *3* — conductă forţată; *4* — centrală; *5* — canal de fugă.

În privinţa formei în plan a traseului, de cîte ori este posibil se alege linia dreaptă care uneşte punctele de capăt ale galeriei. Cînd traseul nu este rectiliniu se impun condiţii minime pentru coturi: raza de curbură se recomandă să fie de minimum 5 diametre sau lăţimi ale secţiunii, iar unghiul dintre două aliniamente (vîrful de curbă) să fie de minimum 60°. Unghiul de atac al axului galeriei cu curbele de nivel se recomandă de asemenea de minimum 60°.

În figura 13-5 se prezintă traseul în plan al aducţiunii *U.H. V.I. Lenin — Bicaz*, de $L = 4\,740$ m şi $D = 7$ m, care a fost posibil să fie executat rectiliniu între priza de apă şi castelul de echilibru.

Punctele de capăt ale unei galerii (amonte — priza de apă, aval — castelul de echilibru sau consumatorii de apă) sînt în general stabilite din considerente funcţionale şi condiţii de teren. Alegerea traseului unei galerii cu puncte de capăt impuse depinde în mare măsură de topografia amplasamentului. În acest scop trebuie să se dispună de hărţi topografice de detaliu ale acestor zone, să se determine precis poziţia tuturor formelor de relief naturale (văi, rîuri, torenţi) sau ale unor construcţii existente în zonă.

5. Criterii geologice

Condiţiile de geologie şi hidrologie inginerească trebuie cunoscute cît mai bine din faza iniţială de proiectare. În prezent se dispune de metode moderne de

investigare geologică, dar chiar și în aceste condiții surprizele și erorile nu lipsesc; o cunoaștere sigură și precisă a condițiilor geologice nu se realizează decît după străpungerea traseului ales. În acest sens se recomandă ca, efectuînd un volum minim de lucrări de cercetare, să se determine cît mai exact condițiile geologice generale ale zonei străbătute și, în detaliu, condițiile geologice ale traseului în zonele de intrări, ieșiri la zi sau apropieri de suprafață. Aceste date trebuie completate cu condițiile geotehnice și hidrologice legate de proprietățile fizico-mecanice ale masivului, de infiltrațiile de apă, de aparițiile de gaze și de stabilitatea versanților.

Traseul galeriei trebuie să aibă o acoperire suficientă de rocă atît pe verticală cît și pe orizontală în cazul apropierii de suprafață. Se recomandă ca această acoperire să fie de minimum 5 diametre sau lățimi, la galeriile fără presiune, și ceva mai mare la galeriile cu presiune, funcție de mărimea presiunii și de natura căptușelilor. Se recomandă evitarea zonelor predispuse la alunecare, deoarece consolidarea lor este în general costisitoare și nesigură în timp.

În cazul galeriei din figura 13-6 spre exemplu, a fost necesară devierea traseului pentru ca galeria să aibă o acoperire suficientă de rocă în zona subtraversării unui torent. Se remarcă de asemenea că fereastra de atac la galerie s-a prevăzut în aval de subtraversare pentru ca eventualele ape de infiltrație să fie evacuate prin fereastra de atac, deci pe drumul cel mai scurt și prin gravitație.

Condițiile de geologie și hidrogeologie inginerească ale traseului influențează sensibil asupra costului galeriei. Ca urmare se recomandă evitarea pe cît posibil a zonelor de rocă mai slabă sau cu infiltrații mari, dacă traseul care ocolește aceste zone, deși mai lung, se dovedește mai economic.

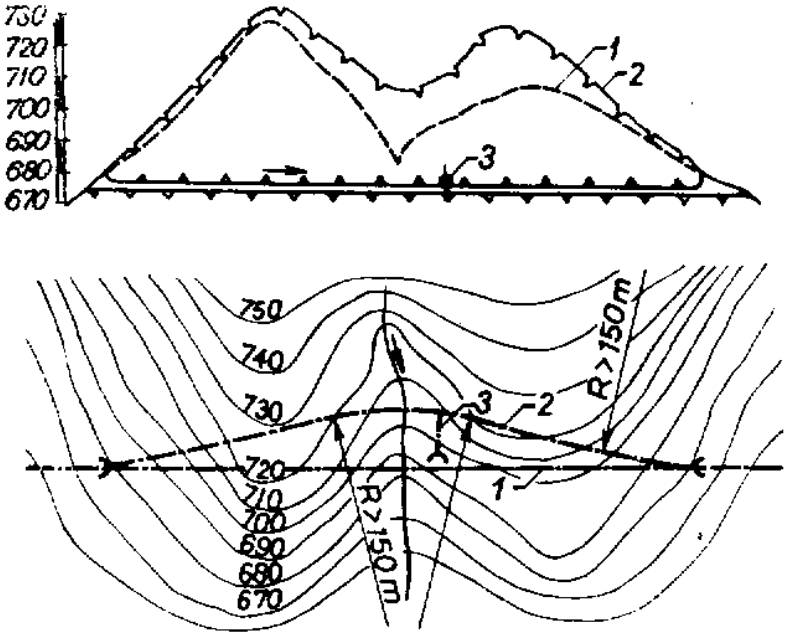


Fig. 13-6. Modificarea traseului la o subtraversare:
1 — varianta I; *2* — varianta II; *3* — fereastră de atac.

O oarecare influenţă are şi unghiul dintre direcţia axei galeriei şi direcţia stratificaţiei rocilor străbătute. În general, cu cît acest unghi este mai apropiat de 90°, valorile împingerii muntelui devin mai mici şi deci preţul galeriei se micşorează [3].

6. Criterii constructive

Termenul de dare în exploatare a galeriei impune alegerea mijloacelor de execuţie şi a numărului ferestrelor de atac; el influenţează în mare măsură costul final al galeriei. La fixarea punctelor de atac trebuie avut în vedere că la fiecare fereastră sau puţ se amenajează drumuri de acces şi un întreg complex de instalaţii de energie electrică, aer comprimat, ventilaţie, alimentare cu apă, epuismente, gospodărie de beton, ateliere, magazii, colonie etc.

În figura 13-7 se arată dispoziţia în plan a unei variante a galeriei de aducţiune a uzinei hidroelectrice *Gîlceag*, de pe rîul Sebeş. De remarcat aspectul destul de frînt al traseului, impus de fragmentarea în tronsoane de execuţie. Atacul se realizează pe parcurs prin patru ferestre de atac, plecînd din văile unor afluenţi, astfel încît lungimea lor să fie cît mai redusă. Trei văi sînt amenajate sub formă de captări secundare care debuşează în galeria principală.

Tendinţa modernă este ca numărul punctelor de atac să fie minim şi deci lungimea tronsoanelor între două asemenea puncte să fie cît mai mare (cu condiţia ca execuţia lor să se realizeze în termenul planificat). Această tendinţă este ilustrată în figura 13-8 unde se prezintă două dintre galeriile hidrotehnice executate în ţara noastră: aducţiunea *U.H. Sadu V*, executată în perioada 1950—1956 şi aducţiunea *Rîul Doamnei* de la *U.H. Argeş* — captări secundare, executată în perioada 1962—1966. De remarcat evoluţia concepţiei acestor lucrări în direcţia creşterii sensibile a lungimii tronsoanelor de executat între două puncte de atac.

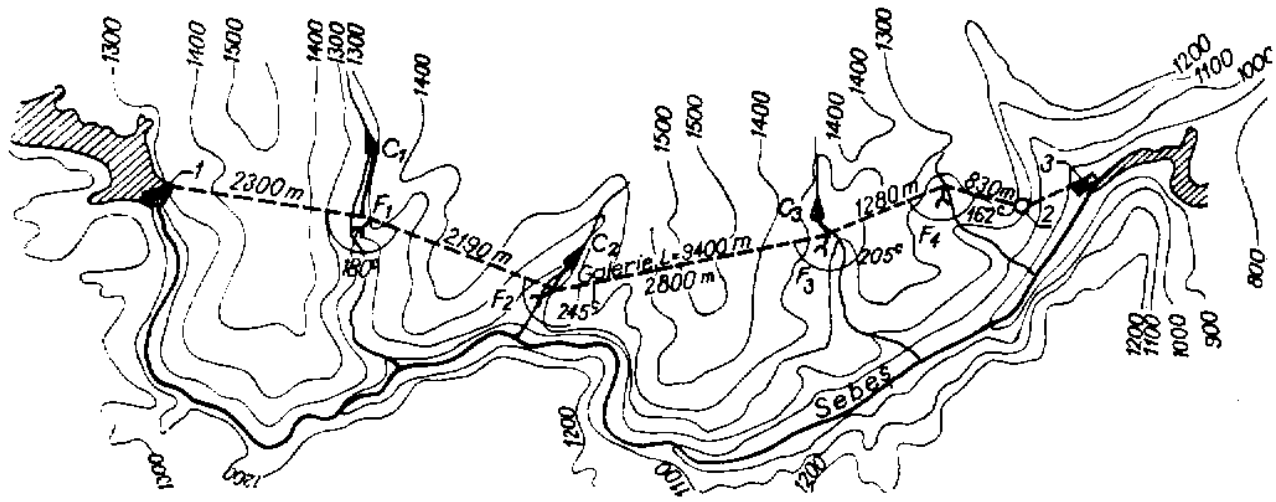


Fig. 13-7. Variantă a galeriei de aducţiune U.H. Gîlceag:

— baraj de acumulare; *2* — castel de echilibru; *3* — centrală; F_1, F_2, F_3, F_4 — ferestre de atac; C_1, C_2, C_3 — captări secundare.

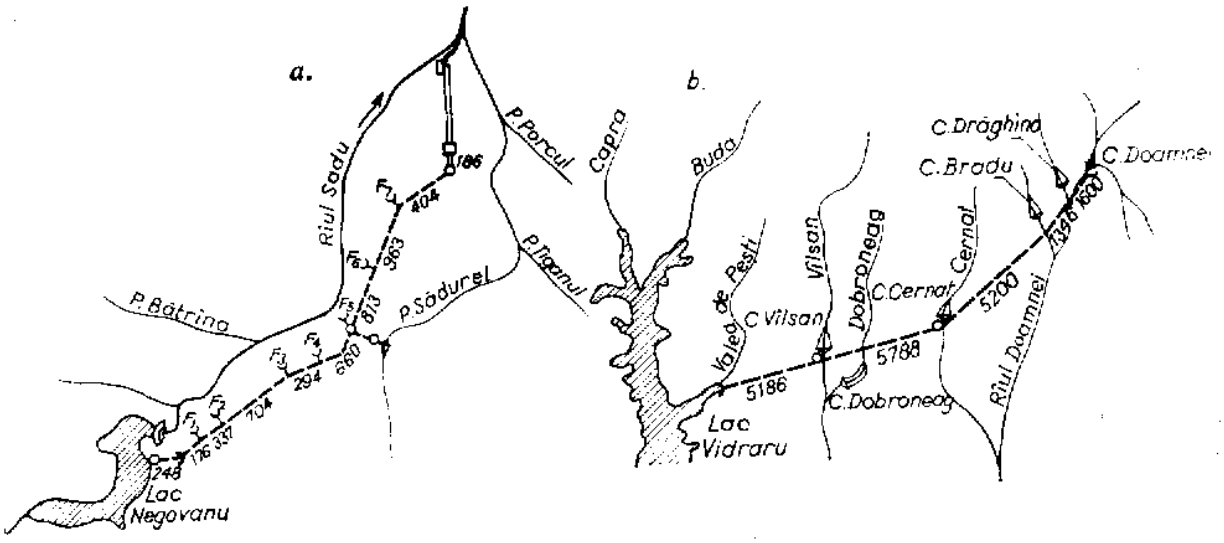


Fig. 13-8. Trasee de aducțiuni:
a — U.H. Sadu V; *b* — Riul Doamnei — Valea cu Pești.

Pentru a exemplifica modul în care se alege o soluție prin compararea mai multor variante, în figura 13-9 se prezintă variantele studiate pentru execuția ansamblului de presiune al *U.H. Șugag-Sebeș*. S-au analizat mai multe soluții: trei variante de amplasare a castelului de echilibru, varianta conductă forțată și centrală aeriană, varianta galerie forțată și centrală aeriană, varianta galerie forțată și centrală subterană (în trei variante de amplasare), varianta puț forțat și centrală subterană, varianta galerie forțată cu traversare aeriană peste Sebeș și centrală pe malul stîng al rîului.

Din compararea tehnico-economică a variantelor s-a ales soluția cu conductă forțată și centrală aeriană care prezenta avantajul prețului de cost cel mai redus, fiind totodată mai simplă ca execuție și exploatare la data realizării proiectului.

7. Secțiuni transversale

Forma secțiunii transversale a galeriilor se alege din considerente hidraulice, de geologie inginerească, de comportare statică a căptușelii și de execuție. Evident, forma finală a unei secțiuni de galerie se alege prin compararea mai multor variante [4].

Din punct de vedere hidraulic, pentru galeriile cu nivel liber forma optimă o reprezintă semicercul. Din motive statice, de preluare rațională a împingerii verticale a muntelui, bolta galeriei se execută de obicei tot de formă semicirculară sau apropiată de aceasta. La galeriile de dimensiuni mici, forma inferioară de semicerc nu corespunde din punctul de vedere al execuției (mecanizarea lucrărilor, asigurarea transporturilor) și atunci partea de jos a galeriei se lărgește.

Ținînd seama de aceste considerații, în cadrul cărora modul în care se manifestă împingerea muntelui asupra bolții, asupra pereților laterali și asupra tălpii joacă rolul cel mai important, s-au stabilit niște tipuri de secțiuni [5] atît pentru galeriile cu nivel liber cît și pentru cele sub presiune.

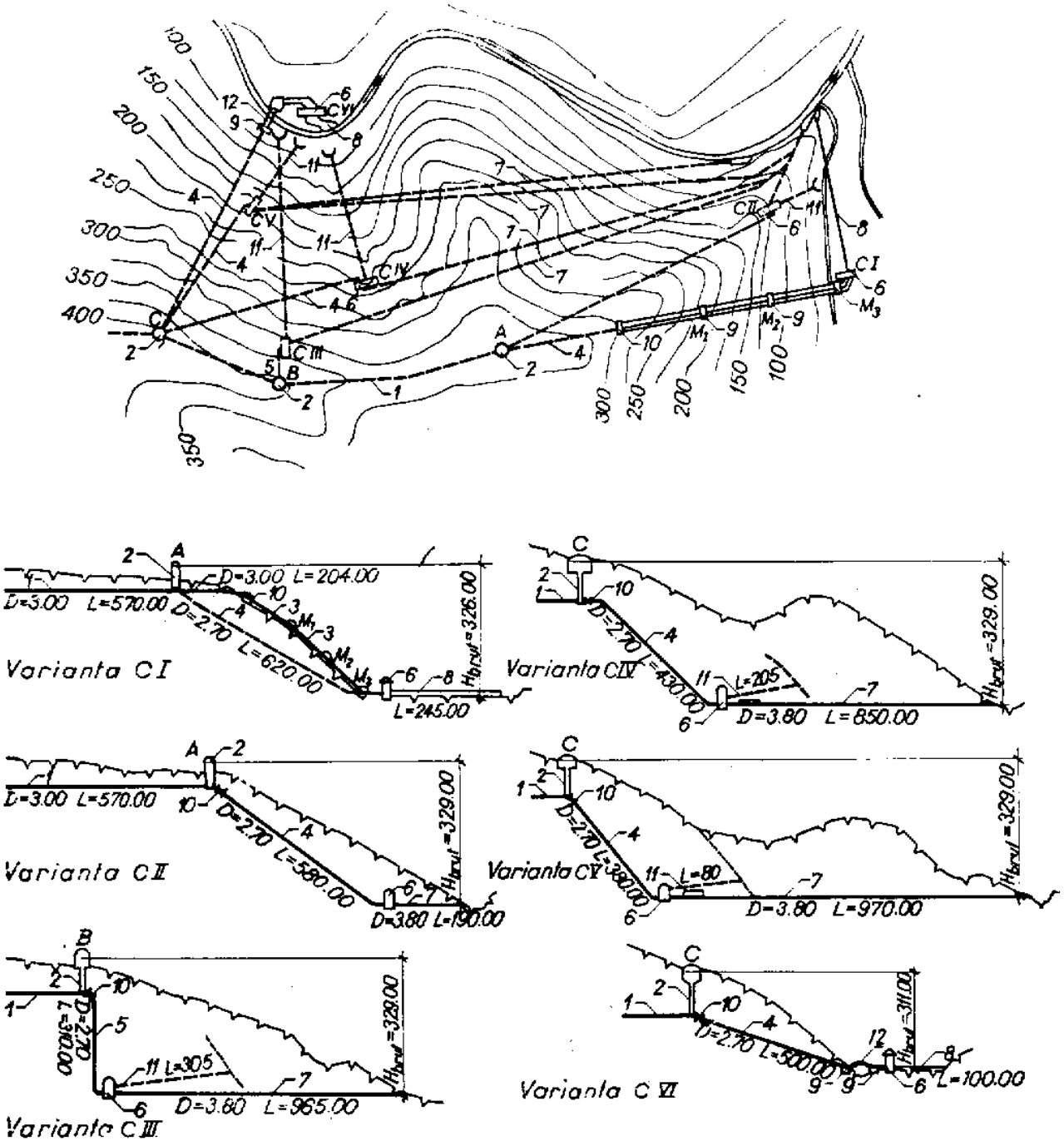


Fig. 13-9. Variante analizate pentru ansamblul de presiune U.H. Şugag-Sebeş:

1 — galerie de aducţiune; *2* — castel de echilibru în variante *A*, *B*, *C*; *3* — conductă forţată; *4* — galerie forţată; *5* — puţ forţat; *6* — centrală în variante C_I, C_{II}, ... C_{VI}; *7* — galerie de fugă; *8* — canal de fugă; *9* — masive de ancoraj; *10* — casă de vane; *11* — galerie de acces; *12* — traversare aeriană.

Pentru galeriile cu nivel liber se folosesc tipurile *I*, *II*, *III*, *IV* şi în condiţii speciale tipul *V* (fig. 13-10).

Tipul I, de secţiune dreptunghiulară, cu boltă pleoştită sau dreaptă, se foloseşte pentru galerii de dimensiuni mici executate în roci foarte rezistente, care nu

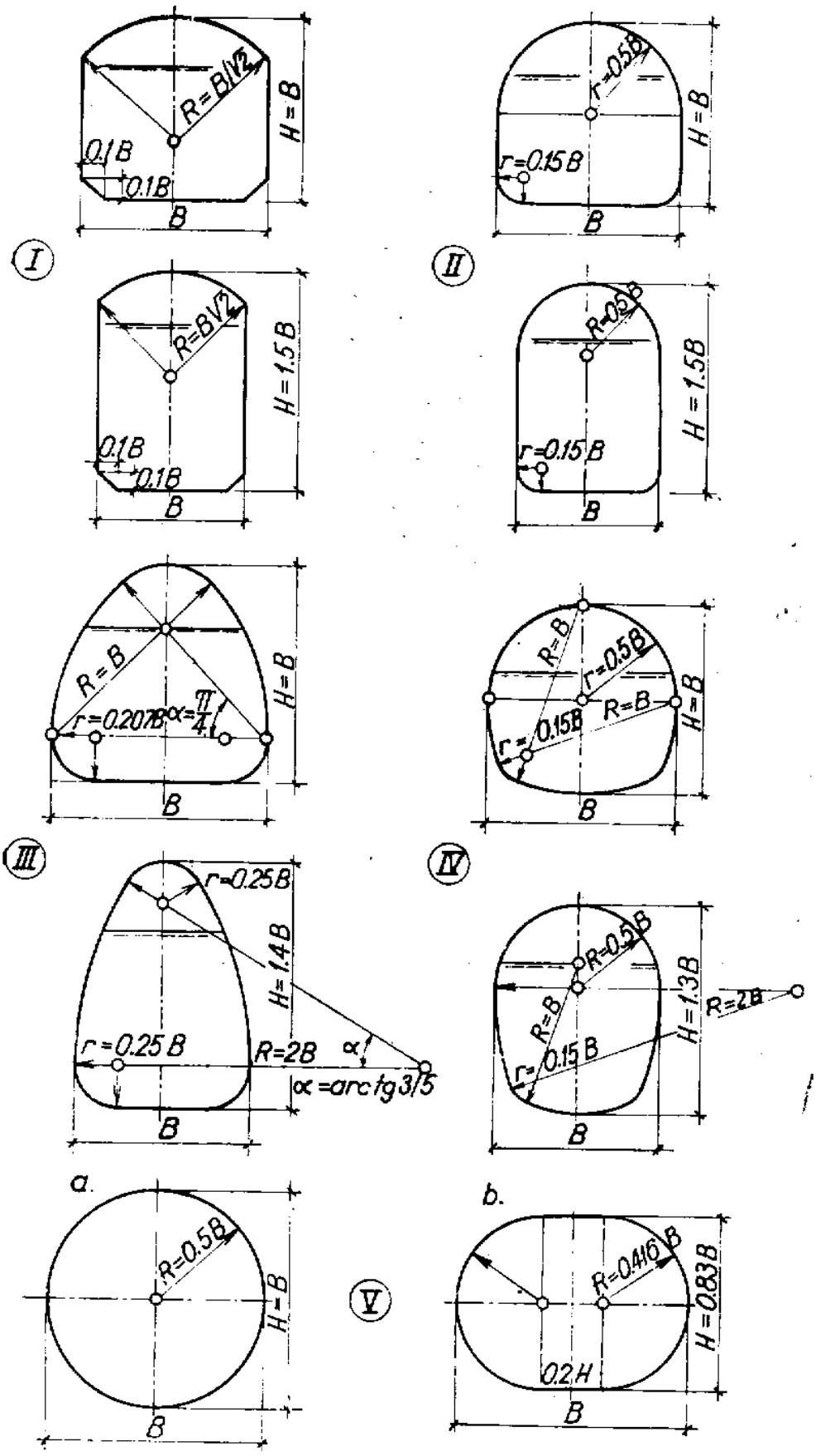


Fig. 13-10. Secțiuni uzuale pentru galerii cu nivel liber și sub presiune.

exercită împingeri orizontale, pe verticală acestea fiind foarte mici sau inexistente.

Tipul II, denumit *mîner de coş*, cu bolta superioară sub formă de semicerc, se foloseşte pentru galerii de dimensiuni medii, executate în roci rezistente, fără împingeri orizontale şi cu împingeri verticale moderate.

Tipul III, denumit *alungit*, cu pereţii laterali curbaţi şi bolta cu rază mică, se foloseşte în roci moi, cu împingeri importante pe verticală şi moderate pe orizontală.

Tipul IV, denumit *potcoavă*, cu pereţii şi radierul curbaţi, se foloseşte în roci moi, cu împingeri mari în toate direcţiile, inclusiv subpresiuni la radier.

Pentru galeriile cu nivel liber de tipul *I*, *II*, *III*, *IV*, care în exploatare au variaţii mari ale debitului, se aplică secţiunile mai înalte cu $H = 1{,}5\ B$, iar pentru cele care nu au variaţii mari de debit se aplică secţiunile cu $H = B$.

Tipul V, *circular*, se foloseşte la galeriile cu nivel liber în cazul rocilor foarte moi, cînd se înaintează cu scutul, sau în roci care prezintă fenomene de umflare şi împingeri uniforme pe toate direcţiile.

La galeriile hidrotehnice sub presiune apare ca solicitare importantă presiunea interioară a apei care impune alegerea secţiunii circulare (formă de coincidenţă pentru încărcarea din presiunea hidrostatică). Secţiunea circulară este optimă şi din punct de vedere hidraulic.

Tipul *V*, *a* din figura 13-10 se foloseşte aproape întotdeauna în cazul galeriilor sub presiune, datorită avantajelor pe care le prezintă. Tipul *V*, *b*, galerie circulară alungită, reprezintă o formă mai raţională decît cea circulară în cazul existenţei unor valori importante ale împingerii verticale a muntelui. În acest caz solicitările de încovoiere produse de împingerea verticală a muntelui se anulează cu solicitările de încovoiere produse de presiunea interioară şi arcul se apropie de coincidenţă în ipoteza acţiunii ambelor încărcări (ipoteza de exploatare).

Din punctul de vedere al execuţiei, mai ales la secţiuni mici, forma circulară la partea inferioară a galeriei nu este indicată decît în cazul folosirii scutului. De aceea pentru galerii cu presiuni interioare mici ($\leqslant$ 10 ... 15 m coloană de apă) se folosesc şi forme necirculare, avînd partea inferioară lărgită, la fel ca în cazul galeriilor cu nivel liber.

În privinţa mărimii secţiunii transversale, ea rezultă din condiţia de asigurare a curgerii debitului de calcul în condiţii economice şi deplină siguranţă şi stabilitate a căptuşelii (limitarea vitezei de curgere funcţie de natura pereţilor). În situaţia cînd din condiţii hidraulice rezultă secţiuni foarte mici, acestea se măresc din considerente constructive şi de protecţia muncii. Gabaritele minime sînt: înălţimea 1,80 m, lăţimea 1,50 m pentru secţiuni necirculare şi diametrul 1,90 m pentru secţiuni circulare, cu condiţia respectării normelor de protecţia muncii.

În figura 13-11 se prezintă modul de stabilire al gabaritelor minime pentru secţiunile transversale ale galeriilor excavate sau betonate, în funcţie de considerentele de execuţie.

Evident că gabaritele unor astfel de secţiuni depind de schemele tehnologice de execuţie şi ca urmare ele pot suferi modificări în timp odată cu perfecţionarea acestor scheme [4].

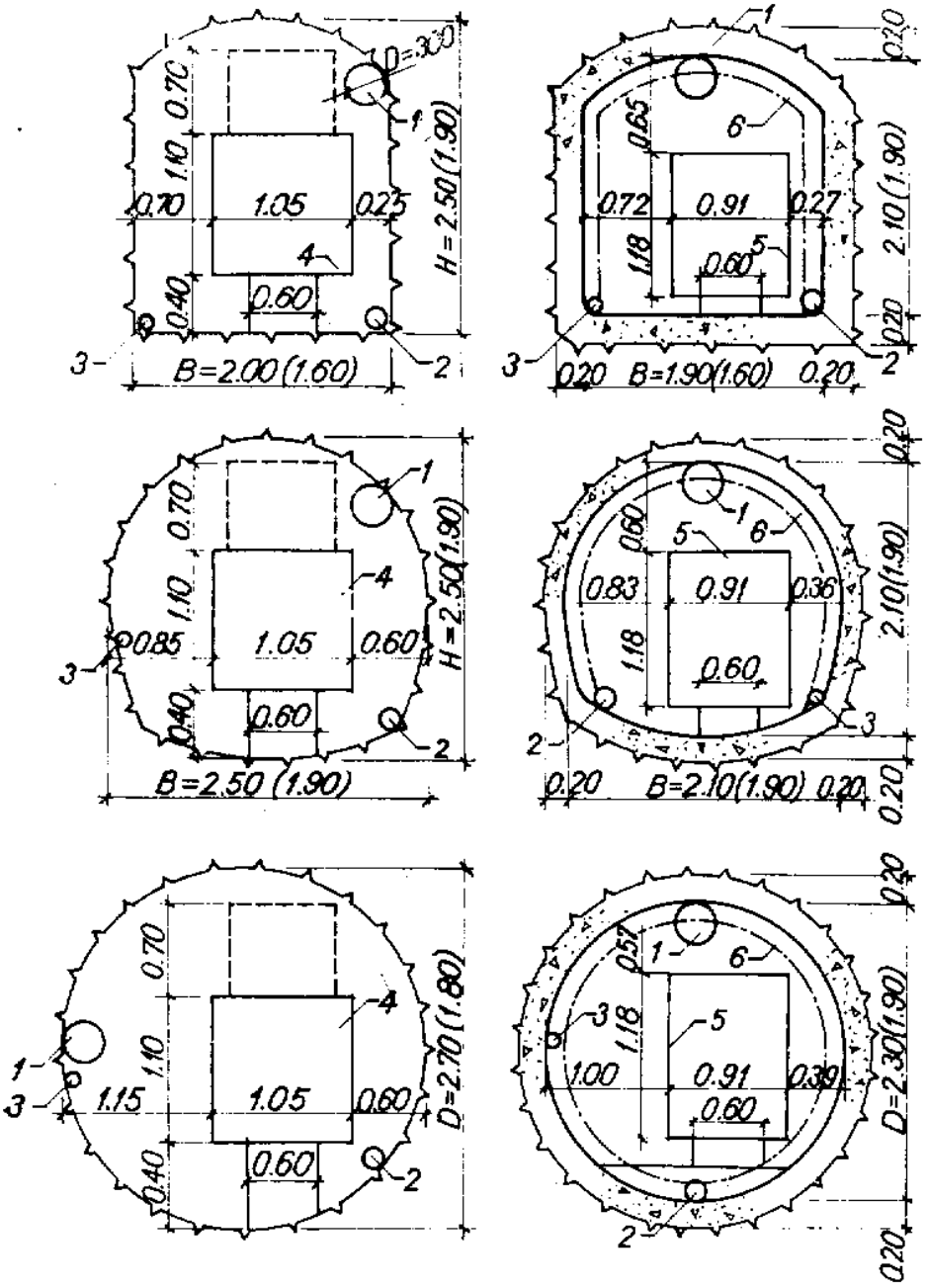


Fig. 13-11. Gabarite minime la galerii excavate sau betonate:
1 — conductă de ventilație; 2 — conductă de scurgerea apelor; 3 — conductă de aer comprimat; 4— mașină de încărcat steril; 5 — locomotivă electrică; 6 — cofraj.

§ 3. PROBLEME DE GEOLOGIE INGINEREASCĂ

8. Factori caracteristici

Cei mai importanți factori de geologie inginerească care determină condițiile de construcție și exploatare ale galeriilor sînt:

— structura masivului muntos, prin care trece traseul galeriei, formele de deranjamente tectonice și posibilitatea de apariție a forțelor tectonice;

— structura litologică a rocilor şi stratificaţia sau şistuozitatea lor;
— proprietăţile fizico-mecanice ale rocilor de pe traseul galeriei, în special rezistenţa, deformabilitatea, duritatea, tendinţa de alterare, spălare, dizolvare, umflare etc.;
— împingerea muntelui asupra galeriei şi anume intensitatea, direcţia şi repartiţia presiunii muntelui;
— prezenţa apei în roci, direcţia de curgere a acesteia, presiunile hidraulice care s-ar putea produce pe traseu, posibilitatea întîlnirii la înaintare a unor izvoare subterane, rîuri sau chiar rezervoare de apă subterană;
— compoziţia chimică a rocilor şi apelor subterane, gradul lor de agresivitate faţă de materialele din căptuşeala galeriei;
— temperatura maximă posibilă a se produce în timpul excavării galeriei;
— posibilitatea întîlnirii de gaze şi izvoare fierbinţi (termale) pe traseu.

9. Lucrări de studii şi cercetare

Lucrările de studii pe teren care se efectuează în scopul determinării factorilor amintiţi comportă faze succesive, cu grade de detaliere din ce în ce mai pronunţate.

Lucrările de prospecţiune se fac în scopul efectuării unei cartări de suprafaţă a regiunii, care serveşte studierii structurii masivului muntos, tectonicii, stratigrafiei, litologiei şi hidrogeologiei sale.

Prospecţiunile geologice constau din observarea şi studierea directă, de către geologi, a rocilor de suprafaţă din zona respectivă, a elementelor de morfologie şi hidrogeologie, în vederea interpretării şi extrapolării, cu aproximaţia respectivă, a datelor obţinute, în zona axului viitoarei galerii.

Prospecţiunile geofizice constau din măsurarea de la suprafaţa terenului a caracteristicilor fizice ale rocilor din masiv, pe baza proprietăţilor lor magnetice, electrice, acustice, radioactive etc. Toate aceste măsurători servesc la întocmirea releveului geologic al masivului în zona galeriei.

Prospecţiunile geochimice constau din extragerea de probe de sol de la suprafaţa terenului şi analiza lor chimică în vederea extrapolării datelor obţinute pe traseul galeriei.

Lucrările de explorare preliminară constau din executarea de foraje, puţuri, tranşee şi galerii pentru studierea în detaliu a structurii masivului, în vederea completării datelor obţinute prin lucrările de prospectare. Cele mai folosite sînt lucrările de foraje cu ajutorul sondezelor, extrăgîndu-se carote de la diverse cote din masiv.

În figura 13-12 se prezintă amplasarea forajelor care au servit la întocmirea releveului geologic al masivului pe traseul unei galerii.

Lucrările de explorare în detaliu constau din observaţii efectuate în excavaţiile galeriilor aflate în execuţie. Din fazele anterioare de cercetare mai rămîn destule necunoscute în privinţa geologiei masivului. De aceea orice galerie aflată în lucru trebuie periodic urmărită şi de un specialist geolog, care de această dată întocmeşte releveul exact al traseului şi ajută la preîntîmpinarea unor eventuale surprize.

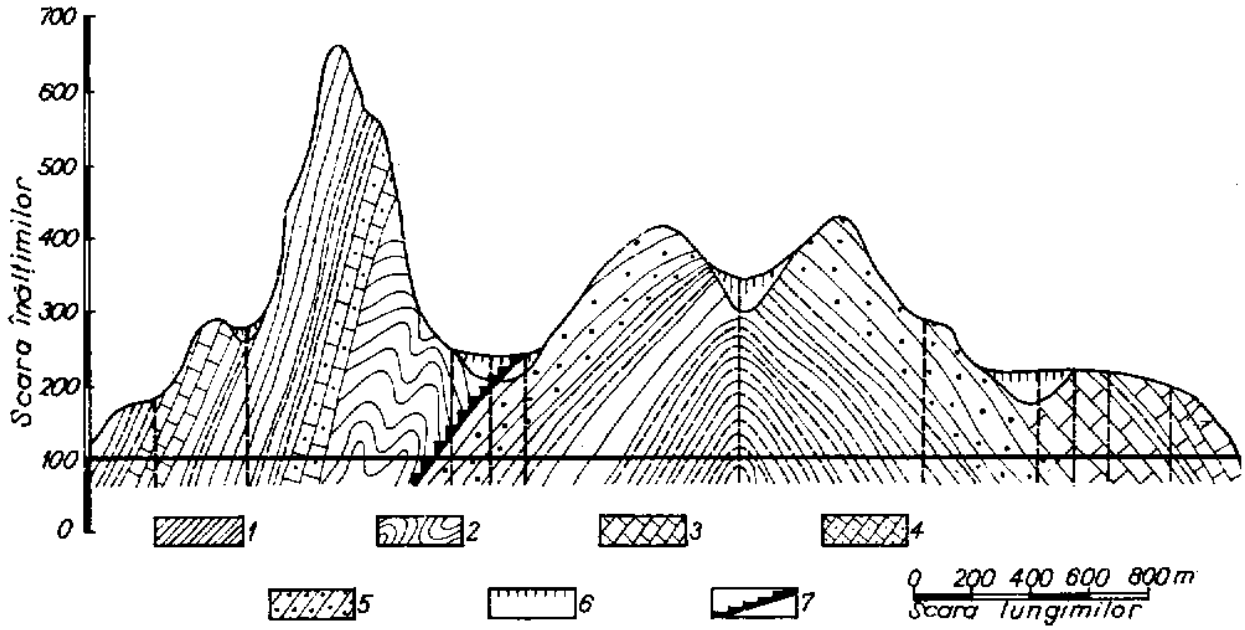


Fig. 13-12. Amplasarea forajelor pe traseul unei galerii:

1 — șisturi argiloase; *2* — micașisturi; *3* — calcare; *4* — gresii; *5* — conglomerate; *6* — depuneri de suprafață; *7* — falie.

10. Probleme specifice la galerii

În cele ce urmează se vor prezenta pe scurt cîteva probleme strict legate de geologia galeriilor hidrotehnice.

Rocile dintr-un masiv sînt așezate într-o anumită stratificație generală sau șistuozitate față de care galeria se găsește într-o anumită poziție (fig. 13-13). În mod evident, cu cît axul galeriei va fi mai apropiat de normala la planul de șistuozitate, riscurile desprinderilor de roci și apariției de suprapresiuni vor fi mai mici. Se caută deci să se evite situația cea mai defavorabilă, cînd axul galeriei este paralel cu planul de șistuozitate al masivului.

În mod normal însă pachetele de roci care alcătuiesc un masiv au suferit în timp mișcări, deplasări, au fost cutate, rupte, frămîntate, adică au fost supuse unor deranjamente tectonice. Astfel în masiv pot apare flexuri (fig. 13-14, *a*) (gîtuiri ale straturilor urmate de o îndoire), cutări (fig. 13-14, *b*) care pot fi verticale, oblice, răsturnate sau culcate, falii (fig. 13-14, *c*, *d*) care sînt deranjamente tec-

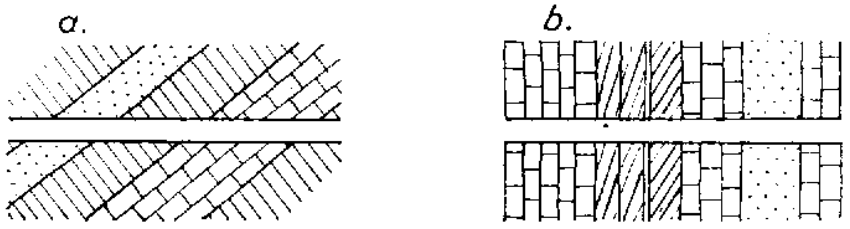


Fig. 13-13. Poziția galeriei față de stratificația (șistuozitatea) masivului:

a — înclinată pe șistuozitate; *b* — normală pe șistuozitate.

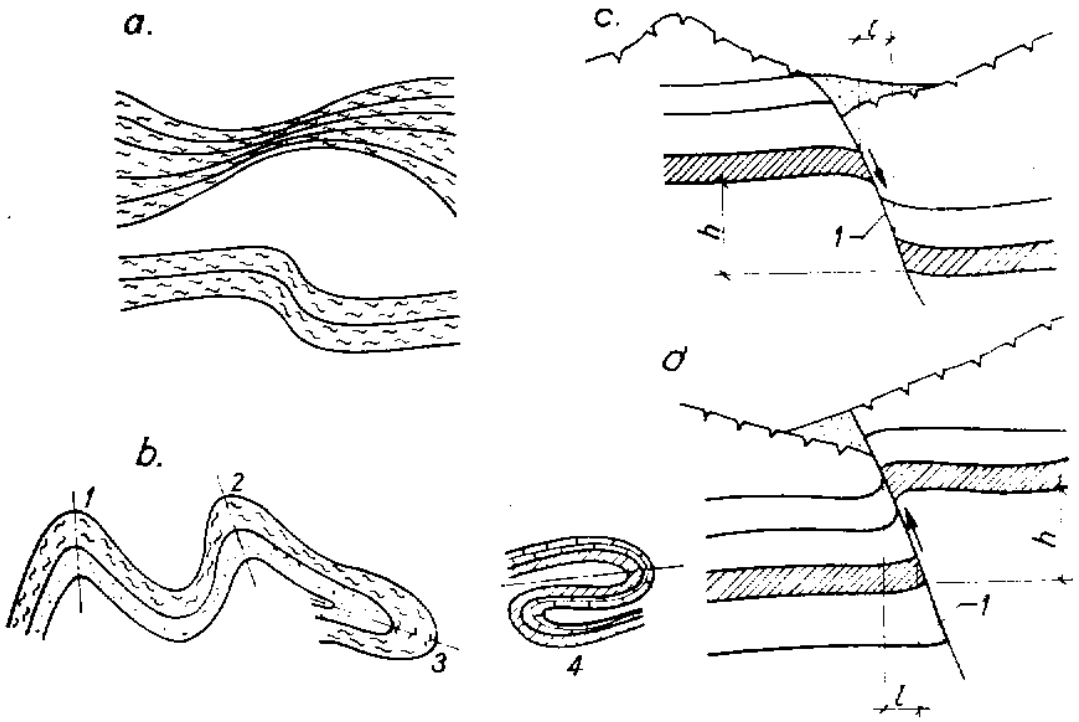


Fig. 13-14. Deranjamente tectonice:
a — flexuri; *b* — cute; *1* — verticală; *2* — oblică; *3* — răsturnată; *4* — culcată; *c* — falie normală; *d* — falie inversă; *l* — plan de rupere; *h* — înălţimea faliei; *l* — deplasarea orizontală.

tonice foarte obişnuite (rupturi pe un plan de alunecare ce conduc la deplasarea relativă a straturilor care aveau înainte continuitate).

Uneori în masive, mai ales în cele calcaroase, pot să apară goluri din cauza rîurilor sau bazinelor subterane (fenomene carstice). În figura 13-15 se prezintă cîteva cazuri de acest tip precum şi modul în care s-a realizat o galerie într-o astfel de situaţie.

Infiltraţiile de apă într-o galerie în execuţie pot să ajungă la valori impresionante. Se citează de exemplu cazul tunelului *San-Giasinto* (Colorado) unde în

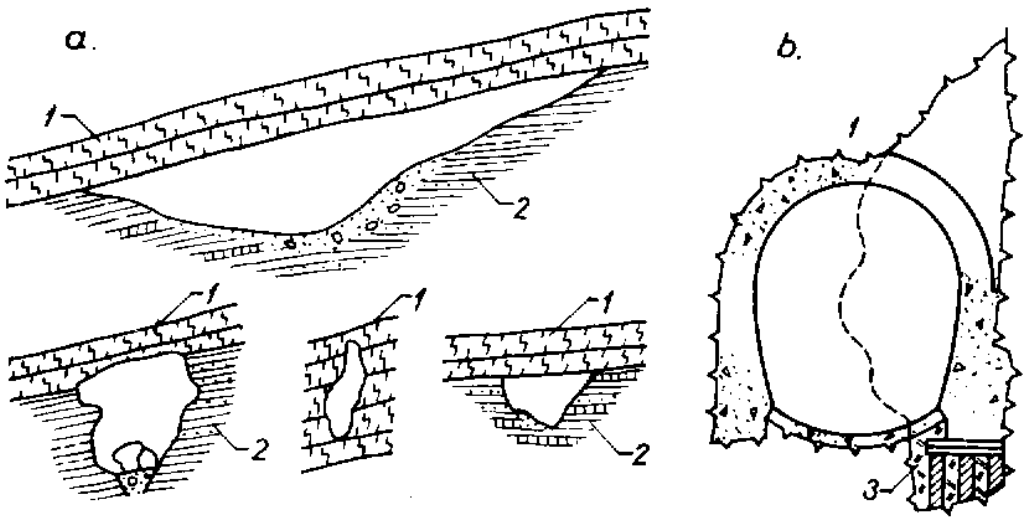


Fig. 13-15. Caverne în masive:
a — profile transversale; *b* — mod de realizare a galeriei; *1* — calcare; *2* — şisturi argiloase cu straturi de nisip; *3* — argilă.

timpul înaintării s-au înregistrat în front infiltrații de 22 m^3/min. De multe ori aceste infiltrații pot să provină din izvoare sau bazine sub presiune și să apară cînd galeria traversează falii.

O problemă care trebuie avută în vedere, în special la galeriile executate la mare adîncime sub nivelul terenului, este cea a temperaturii geotehnice. În general la fiecare 35 ... 50 m adîncime de la nivelul terenului temperatura masivului crește cu 1°C, așa-numita *treaptă geotermică a masivului.* De exemplu la tunelele *Simplon* și *Saint-Gothard* treapta este de 44 m, la *Mont Cenis* în jur de 50 m etc. Funcție de temperatura probabilă se iau măsurile corespunzătoare la execuție.

Problema emanațiilor posibile de gaze trebuie urmărită încă din faza prospecțiunilor geologice inițiale pentru a evita accidentele prin explozii de gaze în timpul execuției sau exploatării galeriei. Acestea se soldează în general cu mari pagube materiale și pierderi de vieți omenești. Emanațiile de hidrogen sulfurat apar de regulă în rocile cu resturi organice, la fel prin acțiunea apei asupra sulfiților, gipsului etc. Emanațiile de gaz metan se întîlnesc mai ales în roci sedimentare, zone petrolifere, carbonifere sau bituminoase. Azotul se întîlnește în roci tinere de origine vulcanică.

11. Aspecte de la U.H. Gh. Gheorghiu-Dej — Argeș

Pentru elaborarea proiectului marii uzine de pe Argeș s-au efectuat importante studii inginero-geologice încă din perioada 1944—1949 pînă în anul 1961, cînd au început lucrările. În figura 13-16 se prezintă o cartare geologică a zonei firului principal al amenajării, cu variantele studiate și o secțiune longitudinală prin varianta adoptată [6].

Variantele principale studiate în vederea alegerii schemei de amenajare au fost următoarele:

— varianta cu centrală aeriană la Cetățuia, care nu era condiționată geologic, dar oferea o putere redusă;

— varianta în două trepte (centrale aeriene la Cetățuia și Corbeni), care prezenta dificultăți mari de realizare din cauza condițiilor geologice din zona aval de Cetățuia;

— varianta cu centrală subterană la Cetățuia și amenajarea într-o singură treaptă a rîului Argeș între Cumpăna și Oești, care, deși comporta unele probleme pentru executarea galeriei de fugă, a fost aleasă, fiind cea mai avantajoasă energo-economic.

În varianta aleasă aducțiunea străbate zona cristalină de la nord la sud (fig. 13-16), avînd o direcție aproximativ perpendiculară pe șistuozitate. Condițiile geologice fiind foarte favorabile și infiltrațiile de apă reduse (pe toată galeria debitul total mai mic ca 10 l/s), s-a admis ca excavarea galeriei să se facă în secțiune plină și fără sprijiniri.

Ansamblul de presiune, alcătuit din castelul de apă, puțul forțat și centrala subterană, fiind situat de asemenea în cristalin, nu a pus probleme deosebite din punct de vedere geologic.

Galeria de fugă, datorită lungimii mari și faptului că străbate formațiuni sedimentare foarte diferite ca vîrstă și petrografie, a impus un studiu foarte aprofundat al traseului. Acesta a fost astfel ales încît să evite pe cît posibil condițiile geologice mai defavorabile care apăreau în formațiunile străbătute: permeabilitate mai mare a unor zone, existența carsturilor și a pietrișurilor lipsite de coeziune

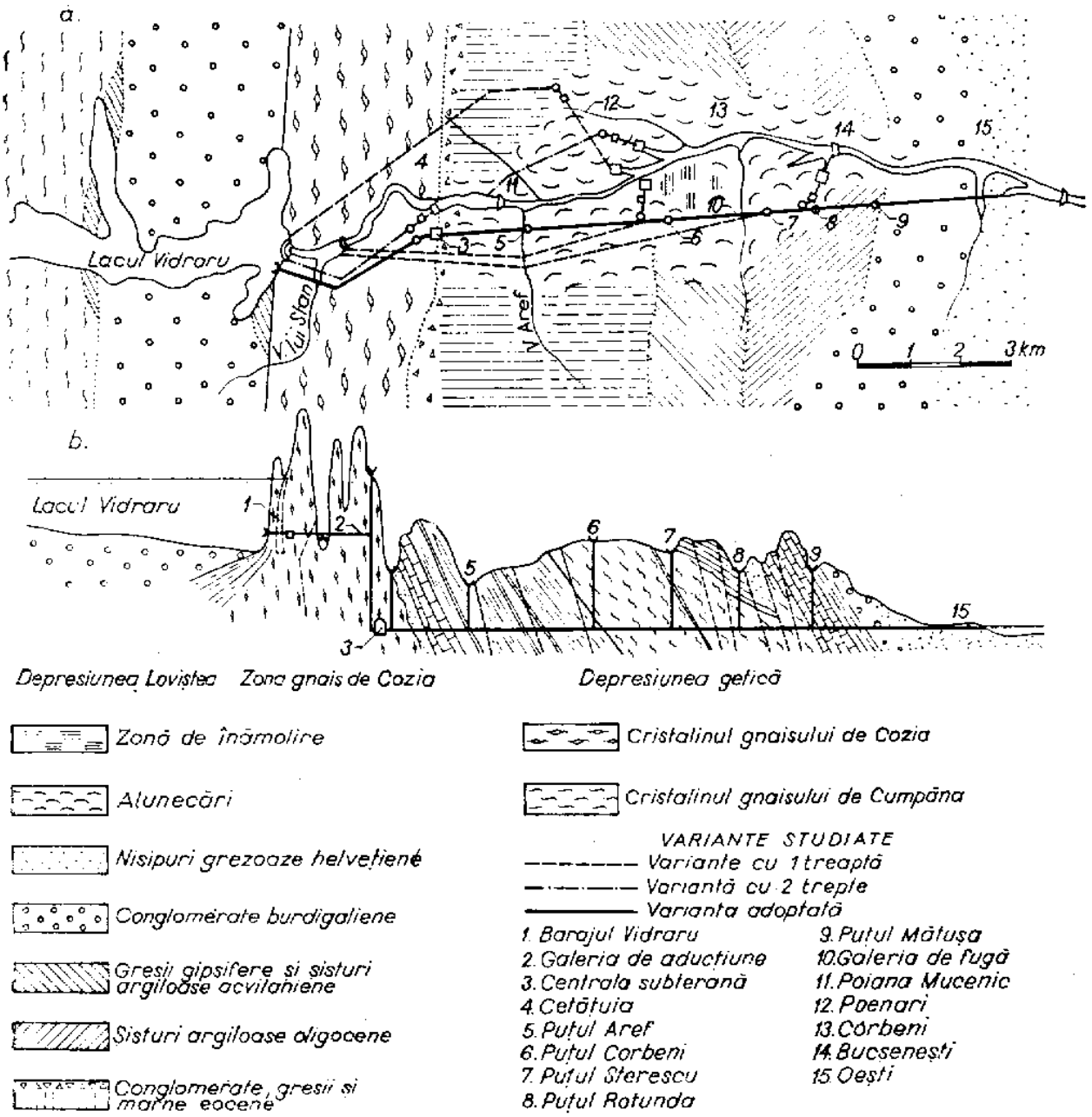


Fig. 13-16. Studii geologice la U.H. Argeş:
a — harta geologică a zonei firului principal; *b* — releveu geologic prin profilul amenajării.

şi îmbibate cu apă, tectonizarea mai intensă a unor zone. Alte condiţii grele, ca străbaterea unor zone de roci moi (marne eocene, şisturi argiloase oligocene), zone cu gaze şi presiuni puternice (umflare, destindere, refulare), zone cu ape agresive, nu au putut fi evitate. De remarcat că valoarea înregistrată a presiunilor în zonele de roci moi (8 ... 10 ... 14 kg/cm^2) depăşeşte cu mult valorile maxime citate în literatură. Pentru depăşirea acestor dificultăţi s-au aplicat metode moderne de execuţie, folosite pentru prima dată la noi în ţară (metoda susţinerii cu ancore şi şpriţbeton spre exemplu), despre care se va vorbi mai departe.

Caracteristicile geologice şi geotehnice ale rocilor de la aducţiunea principală se prezintă în tabelul 13-1 şi pentru galeria de fugă a U.H. Argeş, în tabelul 13-2.

TABELUL 13-1

Roca	Caracterul rocii	Metraj		γ_r (kg/cm³)	σ_a (kg/cm²)	E (kg/cm²)	K_o (kg/cm³ · m)	f	P.U. (kg/cm²)	Q (l/s)
		metri	% din lungimea galeriei							
I. Gnaise oculare Paragnaise biotitice-amfibolice Paragnaise cuarţo-feldspatice	compactă	557 106 687	64,8	3,7	50 ... 60	150 000	1 500	10	—	2 ... 3
II. Gnaise oculare Paragnaise cuarţo-feldspatice	parţial fisurată	247 186	20,8	2,6	30 ... 40	70 000... 120 000	800... 1 200	8 ... 10	—	5
III. Gnaise oculare Paragnaise biotitice-amfibolice Paragnaise cuarţo-feldspatice	fisurată mai intens sau parţial tectonizată	86 117 96	14,4	2,5	15 ... 20	14 000... 30 000	250... 500	4 ... 6	—	8 ... 12

TABELUL 13-2

Roca		Metraj		γ_r (kg/cm³)	σ_a (kg/cm²)	E (kg/cm²)	K_o (kg/cm³. m)	f	P.U. (kg/cm²)	Q (l/s)
		metri	% din lungimea tronsonului							
Cristalin. Paragnaise cuarțobiotitice		230	90	2,6 ... 2,9	25 ... 30	70 000 ... 80 000	600 ... 800	10	—	
Eocen	Orizont conglomeratic	430	10	2,5	10 ... 15	20 000	150 ... 250	1 ... 1,5	—	3 ... 6
	Orizont grezos	750	80 20	2,5 2,4	25 10	60 000... 20 000	300 ... 500 50 ... 100	6 ... 8 1	3 ... 4 6 ... 8	5 ... 8
	Orizont marnos	3 460	80	2,3	6 ...8	20 000	150 ... 200	1,2 ...1,5	8 ... 10	
Oligocen. Șisturi argiloase		3 880	20	2,2	3 ... 4	1 000 ... 3 000	20 ... 50	0,8 ... 1,4	12 ... 16	15 ... 20
Acvitanian	Gresii gipsifere	860	80 20	2,4 2,3	15 5	40 000 ... 50 000 5 000	350 ... 400 30 ... 80	3 ... 6 0,8 ... 9	4 ... 6 6 ... 9	10 ... 15
	Șisturi argiloase	695	100	2,3	3 ... 5	3 000 ... 5 000	150 ... 200	1,2 ... 1,5	—	2 ... 5
Burdigalian. Conglomerate		150	80	2,3	6 ... 8	15 000 ... 30 000	80 ... 200	1,5 ... 2	—	6 ... 8
Helveţian. Nisipuri grosiere		530	20	2,2	4	5 000... 10 000	1 ... 50	0,4 ... 0,6	2 ... 3	

§ 4. ALCĂTUIREA CĂPTUȘELILOR

12. Calități necesare

Căptușelile sau cămășuielile galeriilor și puțurilor hidrotehnice se execută în următoarele scopuri:

— în rocile tari și stabile, pentru reducerea rugozității pereților;

— în rocile fisurate, dar rezistente, pentru asigurarea impermeabilității;

— în rocile moi, cu pericol de surpare, pentru asigurarea stabilității secțiunii.

Funcție de scopurile pentru care sînt executate, rezultă calitățile necesare ale căptușelilor: rugozitate cît mai redusă, etanșeitate și rezistență la forțele care acționează asupra lor, dintre care împingerea muntelui și presiunea apei joacă un rol hotărîtor.

O concepție modernă prevede ca în rocile rezistente și impermeabile să se renunțe la căptușeală. Se preferă o mărire cu cîteva procente a secțiunii transversale a galeriei pentru compensarea rugozității mărite a pereților de stîncă.

Căptușelile galeriilor hidrotehnice se execută din diferite materiale printre care cele mai uzuale sînt betonul, betonul armat, torcretul, metalul, mai rar zidăria de piatră.

13. Tipuri de căptușeli

Tipurile de căptușeli sînt foarte diverse. Alegerea lor se face funcție de presiunea apei din galerie, de calitățile de rezistență și impermeabilitate ale masivului de rocă, de existența apelor subterane etc. După modul de realizare constructivă, căptușelile se clasifică după cum urmează:

— *Căptușeli de egalizare.* Sînt alcătuite de obicei din torcret simplu, cu grosimi pînă la 5 ... 10 cm. Ele au rolul de a micșora rugozitatea pereților și de a proteja roca de degradări datorite acțiunii aerului și apei. În cazul rocilor permeabile pot servi și la reducerea infiltrațiilor. Se aplică în zonele cu roci rezistente (coeficientul de tărie al rocii $f > 14$), la galerii cu curgere liberă sau cu presiuni interioare reduse, sub 4 atmosfere.

În figura 13-17 se prezintă două secțiuni de galerii realizate cu căptușeli de acest tip, torcretate. De remarcat că în unele cazuri căptușeala se poate executa numai pe conturul udat al secțiunii.

— *Căptușeli de rezistență dintr-un singur strat.* Se aplică în roci cu rezistențe moderate și pînă la presiuni interioare medii. În figura 13-18, *a* se arată diverse moduri de realizare a căptușelilor dintr-un singur strat.

Căptușelile din moloane de piatră se aplică numai la galerii cu curgere liberă, de secțiuni mici și mijlocii, în masive de rocă ce nu solicită căptușeala la eforturi de tensiune. Uneori se folosesc ca protecție împotriva apelor agresive sau împotriva eroziunii produse de aluviunile purtate de apă.

Căptușelile de beton simplu se aplică în roci de tărie mică și mijlocie, la galerii cu curgere liberă. Se aplică și la galerii sub presiune, pînă la 6 at, care trec

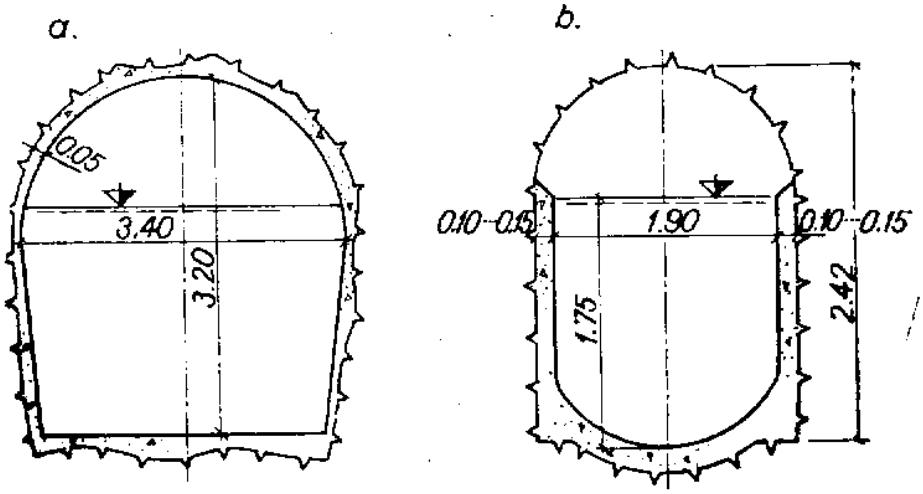


Fig. 13-17. Căptuşeli de egalizare — torcretate:
a — pe întregul contur; *b* — pe o parte din contur.

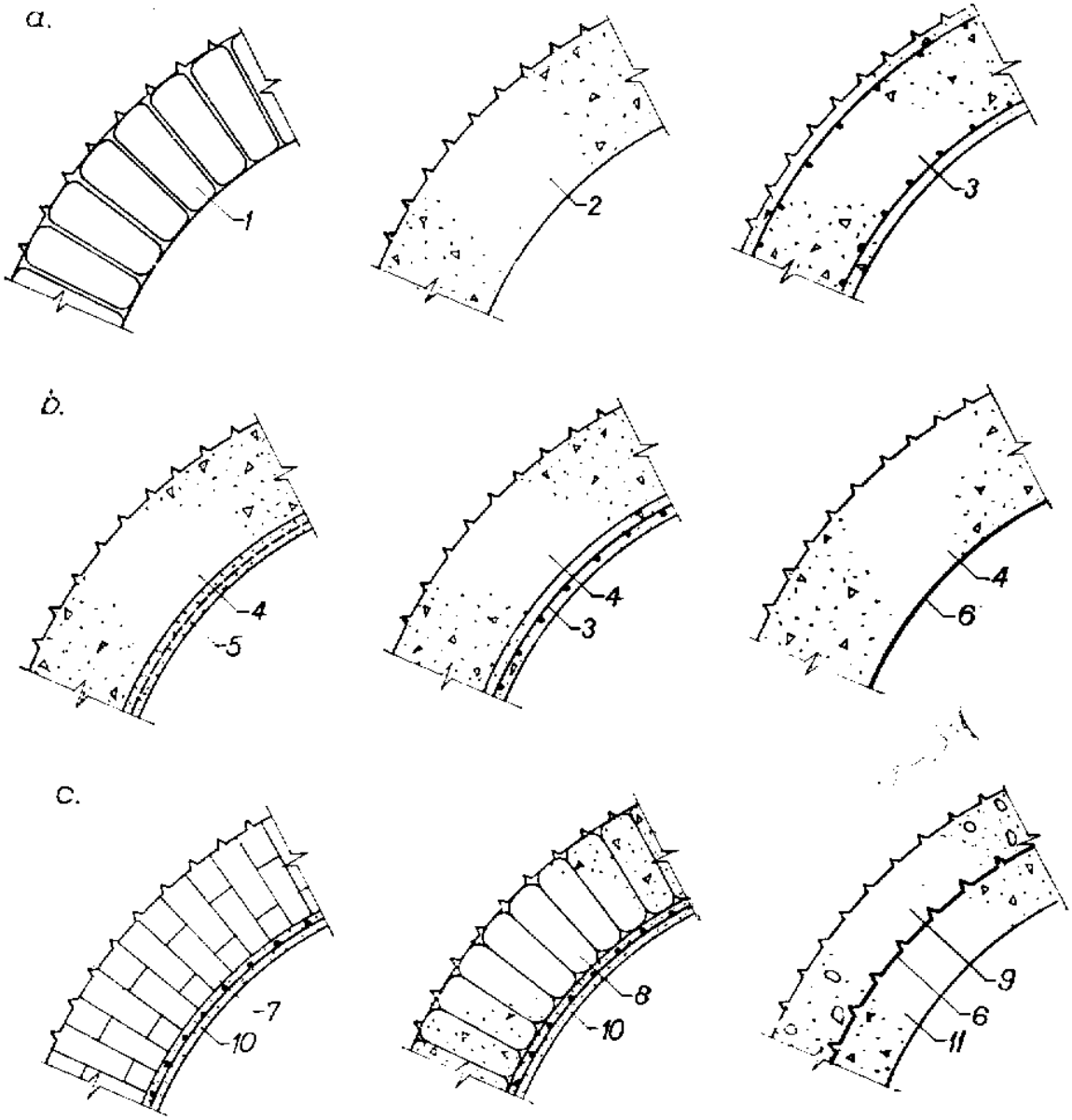


Fig. 13-18. Tipuri de căptuşeli:
a — dintr-un singur strat; *b* — din două straturi, cu inel monolit exterior şi inel de presiune interior; *c* — din două straturi, cu inel exterior din zidărie de piatră, bolţari de beton, tolă metalică şi inel de presiune interior; *1* — moloane de piatră; *2* — beton simplu; *3* — beton armat; *4* — beton simplu, beton armat sau zidărie de piatră; *5* — torcret armat; *6* — tolă metalică; *7* — zidărie de piatră; *8* — bolţari de beton; *9* — umplutură; *10* — beton armat sau torcret armat; *11* — beton simplu sau armat.

prin zone de rocă tare. Grosimea lor minimă, impusă constructiv, este de 20 cm. Se pot executa pe întreaga secțiune sau numai pe o parte din aceasta.

Căptușelile de beton armat se aplică în zone de rocă slabă, cu împingeri mari sau cu pericol de surpare, la galerii solicitate de presiuni pînă la 10 atmosfere. Armătura se poate monta numai la boltă sau pe tot conturul, ca una sau două plase de oțel. În general, aceste căptușeli nu sînt economice, deoarece oțelul nu este folosit la întreaga sa capacitate de rezistență.

— *Căptușeli de rezistență din mai multe straturi.* Se folosesc în zone de rocă slabă, la galerii cu presiuni interioare mari. De obicei sînt alcătuite din două straturi. Un mod de alcătuire este cu inel exterior monolit, pentru preluarea împingerii muntelui, și inel interior, pentru preluarea presiunii interioare a apei și etanșeitate (fig. 13-18, *b*). În altă variantă inelul exterior este executat din bolțari de beton, zidărie de piatră, tubaje de fontă sau oțel și inelul interior este monolit (fig. 13—18, *c*). Inelul monolit interior poate fi executat din beton armat de marcă superioară, torcret armat sau tolă metalică.

Ca ordine de execuție, la acest tip de căptușeli, se execută mai întîi inelul exterior și apoi inelul interior. În cazul cînd inelul interior este alcătuit din tolă metalică, aceasta poate servi drept cofraj pentru inelul exterior și atunci se execută înainte. Căptușelile cu inel monolit exterior se aplică în zonele în care roca este suficient de rezistentă ca să permită turnarea acestui inel. Cînd imediat după excavare roca are tendința de prăbușire, în terenuri foarte slabe, se aplică soluția cu inele exterioare din bolțari.

— *Căptușeli de rezistență de tip special.* În această categorie intră căptușelile precomprimate după diverse procedee, căptușelile prefabricate postcomprimate etc. Aceste tipuri se vor prezenta în paragraful următor.

14. Exemplificări

În figura 13—19 se prezintă cîteva tipuri de căptușeli aplicate la galeriile cu curgere liberă. Pentru asigurarea conlucrării dintre căptușeală și rocă se execută injecții de umplere, cu mortar de ciment fluid (ciment + nisip + apă), în spațiul

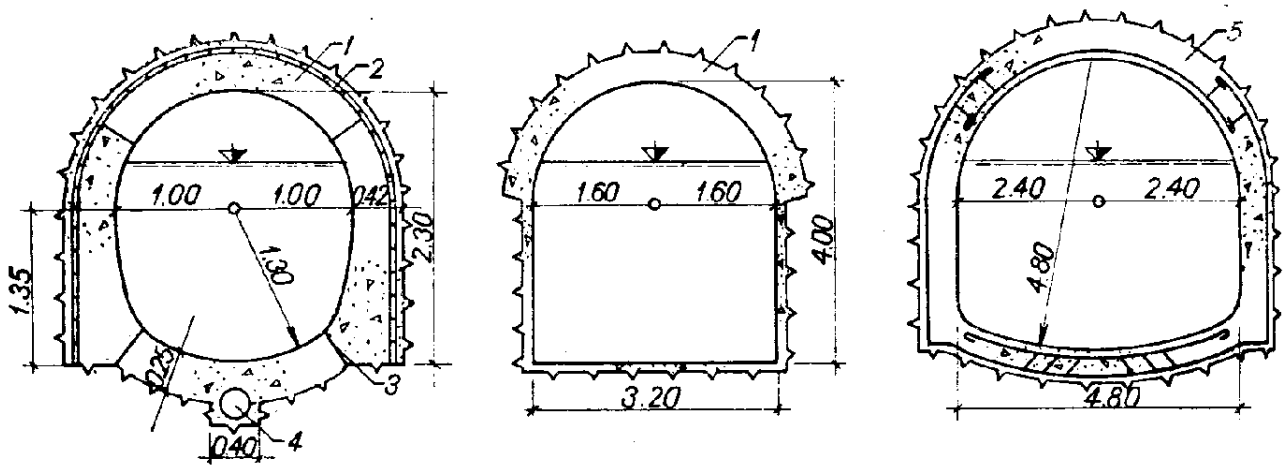


Fig. 13-19. Căptușeli aplicate la galerii cu curgere liberă:
1 — beton simplu; *2* — zidărie de piatră; *3* — rosturi de lucru; *4* — tuburi de drenaj; *5* — beton armat.

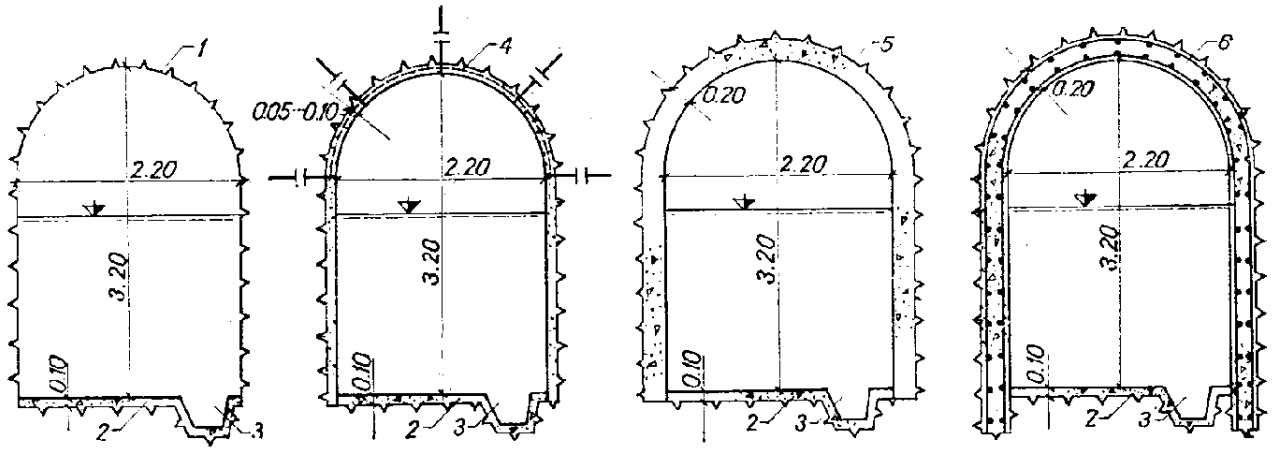


Fig. 13-20. Secțiuni aplicate la galeria Topolog-Cumpăna:
1 — stîncă bine copturită; *2* — radier betonat; *3* — rigolă; *4* — torcret armat; *5* — beton simplu; *6* — beton armat.

gol ce rămîne la cheia galeriei. Eventualele depășiri de secțiune la excavație, se completează în timpul betonării cu zidărie de piatră sau chiar cu umplutură de piatră, rezultată eventual din excavația în front.

În figura 13-20 se prezintă secțiunile aplicate la galeria cu curgere liberă *Topolog—Cumpăna*. De remarcat la această galerie, executată în stîncă relativ bună (gnais de Cumpăna), varietatea secțiunilor aplicate: secțiune necăptușită, în zonele cu stîncă rezistentă, secțiune protejată cu șpriț-beton, secțiune căptușită cu beton simplu, respectiv beton armat, în zonele cu stîncă mai slabă.

Mai multe tipuri de căptușeli, aplicate la galeriile sub presiune, se prezintă în figura 13-21. Se remarcă în majoritatea cazurilor prezența stratului de torcret la interior, prevăzut în scopul măririi rezistenței căptușelii, creșterii etanșeității și îmbunătățirii rugozității pereților, prin drișcuirea suprafeței torcretului.

În figura 13-22 se prezintă secțiunile aplicate la galeria de aducțiune sub presiune a *U.H. Sadu V.* Se remarcă și aici varietatea căptușelilor aplicate în funcție de calitatea rocii. În zonele de rocă bună, s-au realizat căptușeli de grosime minimă de 17 cm, cu o singură plasă de armătură la interior. În zonele cu rocă mai slabă s-au aplicat căptușeli de 60 cm grosime, dublu armate.

La căptușelile galeriilor sub presiune problemele rămîn aceleași ca la galeriile cu curgere liberă. În plus trebuie avută în vedere prezența apei sub presiune, transportată prin galerie.

La toate tipurile de căptușeli o atenție specială trebuie acordată apelor subterane. Aceste ape pot fi admise în galerie prin ștuțuri speciale (la cele cu curgere liberă), sau pot fi drenate corespunzător (cu drenuri longitudinale, completate cînd este necesar și cu drenuri transversale). În cazul apelor agresive se folosesc cimenturi speciale sau se execută straturi de protecție a căptușelilor împotriva acțiunii acestor ape.

15. Injecții și drenaje

Tehnologia de execuție a căptușelilor betonate nu permite obținerea unei conlucrări satisfăcătoare între beton și masivul stîncos. Mai ales la cheie rămîn spații

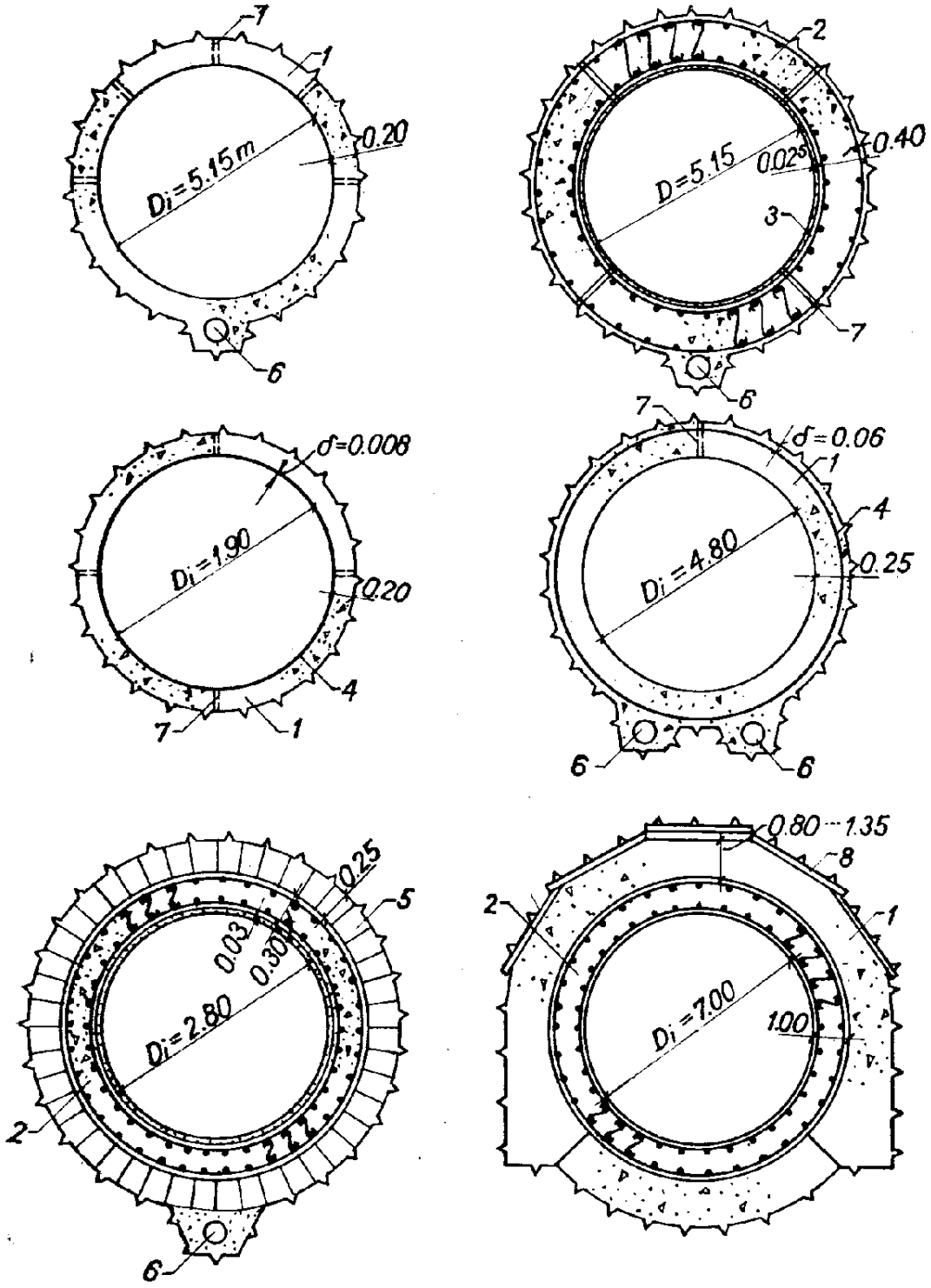


Fig. 13-21. Căptuşeli aplicate la galerii sub presiune:

1 — **beton simplu**; *2* — beton armat; *3* — torcret; *4* — virole metalice; *5* — bolţari de beton; *6* — **tuburi** de drenaj; *7* — ştuţuri de injecţii; *8* — marciavante rămase în beton.

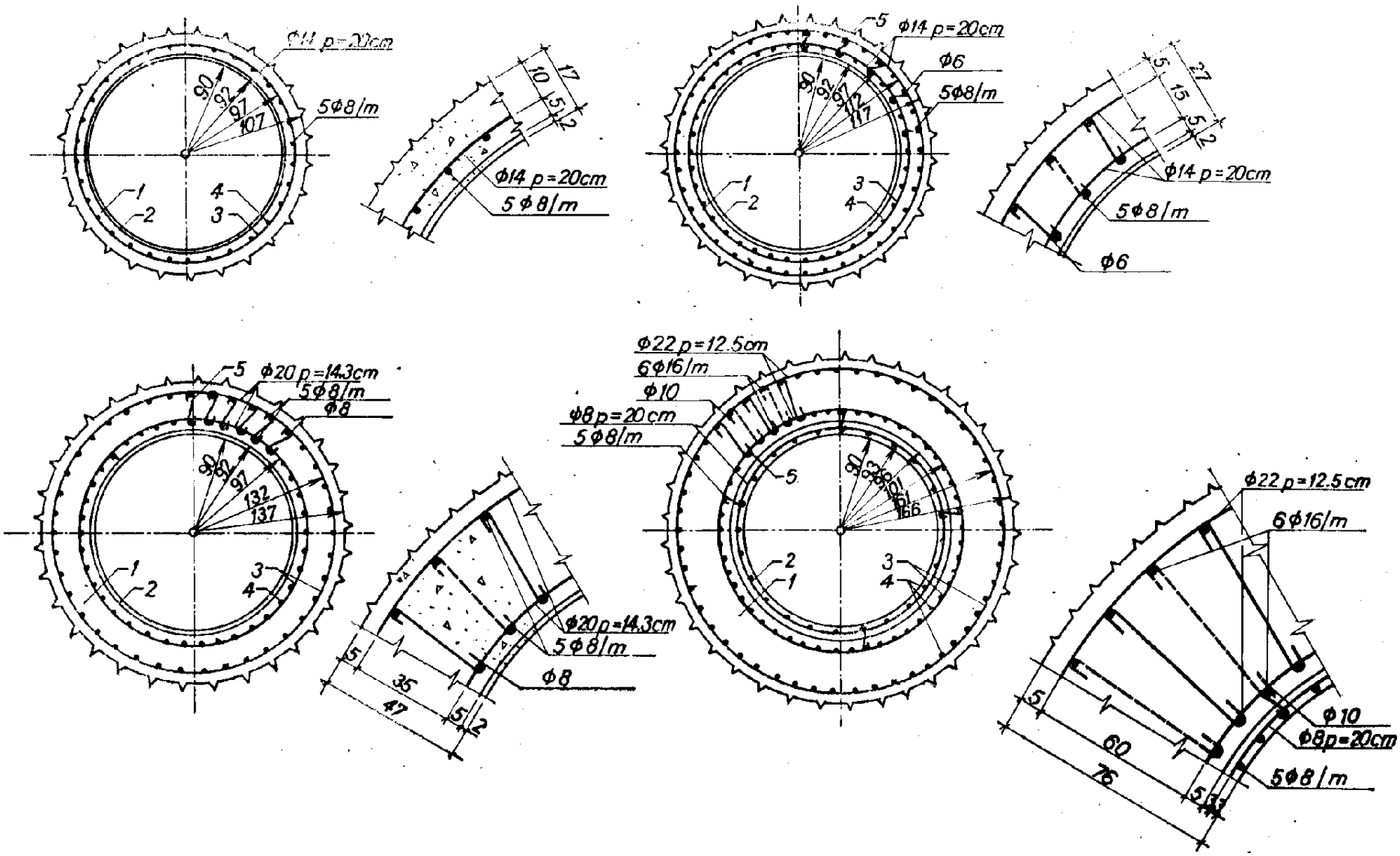


Fig. 13-22. Secțiuni aplicate la aducțiunea U.H. Sadu V:
1 — beton B170; *2* — torcret; *3* — armătură spirală; *4* — repartiție; *5* — agrafe.

goale, iar fisurile din jurul galeriei, formate în urma exploziilor, rămîn necolmatate. Aceste neajunsuri se corectează prin executarea injecțiilor [7].

Injecțiile de umplere se fac cu scopul de a completa cu mortar de ciment fluid golurile rămase între beton și rocă în urma betonării. Ele se fac în general la cheie (fig. 13-23, *a*) cu amestecuri ciment + nisip + apă în proporții volumetrice variind între 1 : 3 : 1 și 1 : 1 : 1.

Injecțiile de consolidare au rol identic cu cele executate în fundațiile barajelor de beton. Se execută cu suspensie de ciment (ciment și apă), în proporții variabile de la 1 : 1 la 1 : 10, din foraje amplasate simetric pe conturul căptușelii. În acest scop, la betonare se recomandă amplasarea de stuțuri pe locul viitoarelor găuri de injectare. Adîncimea forajelor variază între 0,5 și 2 m, funcție de grosimea de rocă afectată de explozii (fig. 13-23, *b*). Prin colmatarea tuturor golurilor și fisurilor, realizată prin injecții, calitățile fizico-mecanice ale masivului din jurul galeriei se îmbunătățesc, și ca urmare se îmbunătățește și conlucrarea căptușeală-masiv.

O categorie specială de injecții la căptușelile galeriilor sub presiune sînt injecțiile de precomprimare a căptușelii, de tipul celor de consolidare, dar executate la presiuni mari de 10 ... 25 atmosfere.

Drenajele au rolul de a feri căptușelile galeriilor de acțiunea dăunătoare a apelor subterane. În acest scop, la excavarea galeriei se execută în partea de jos a secțiunii o rigolă, în care se introduc la betonare tuburile de drenaj, cu diametrul de 15 ... 20 cm, pentru colectarea apelor de infiltrație (fig. 13-24, *a* și 13-24, *b*).

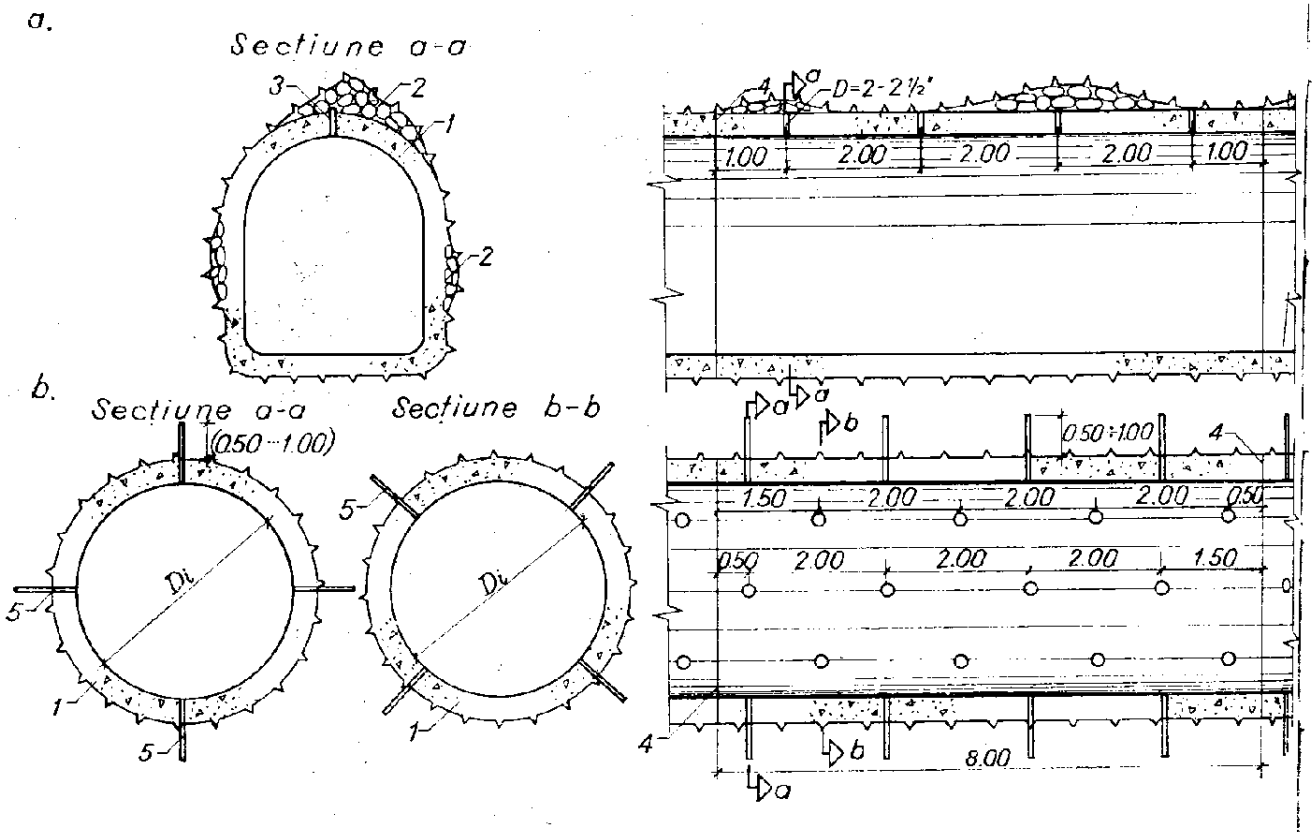


Fig. 13-23. Scheme de amplasare a forajelor pentru injecții de:

a — umplere; *b* — consolidare; *1* — căptușeală de beton; *2* — umplutură de piatră; *3* — stuțuri; *4* — rost între inele; *5* — foraje pentru injecții de consolidare.

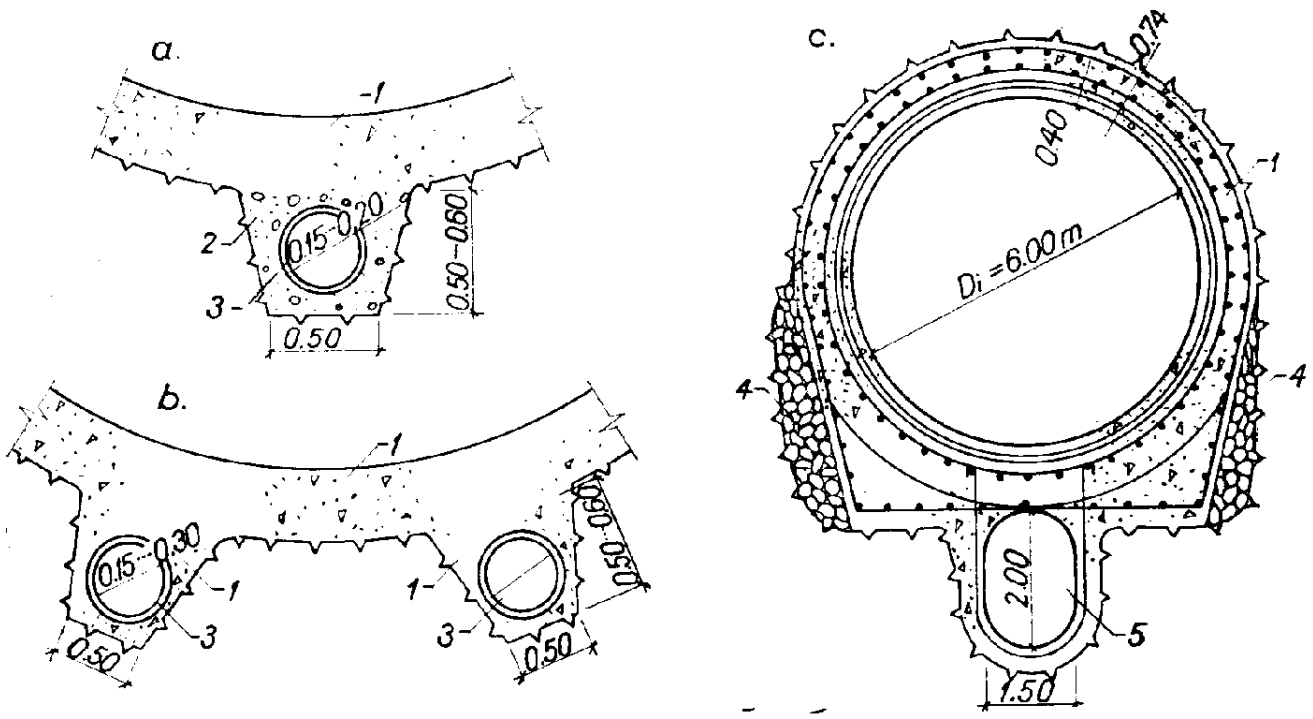


Fig. 13-24. Realizarea drenării căptuşelilor:
a — cu tub şi strat filtrant; *b* — cu tuburi în beton; *c* — cu straturi de pietriş; *1* — căptuşeală; *2* — straturi filtrante din pietriş şi nisip; *3* — tub de beton poros sau ceramică; *4* — strat de pietriş; *5* — galerie de vizitare.

Tuburile de drenaj pot fi din beton poros sau ceramică. Uneori acest drenaj longitudinal este completat cu drenaje transversale, executate din straturi de pietriş la suprafaţa exterioară a căptuşelii. Un mod interesant de realizare a drenajului este cel cu drenuri de pietriş, amplasate lateral, de o parte şi de alta a pereţilor galeriei (fig. 13—24, *c*).

16. Lucrări de artă pe traseu

Pe traseul galeriilor, similar cu cazul conductelor sau canalelor, pot să apară lucrări de artă, necesare pentru traversarea unor văi sau pentru legătura cu uvrajele adiacente (portale de intrare, de ieşire).

Traversarea văilor se poate realiza prin conductă îngropată, conductă la zi autoportantă sau rezemată pe o construcţie specială. În figura 13—25 se prezintă modul în care au fost rezolvate traversările văilor de pe traseul unei galerii.

În figura 13—26 se prezintă modul de traversare a *Văii lui Stan* de pe traseul aducţiunii U.H. Argeş, realizată cu conductă metalică rezemată pe un pod în arc parabolic.

O soluţie interesantă s-a aplicat la aducţiunea *Rîul Doamnei* — U.H. Argeş pentru traversarea rîului *Cernat* (fig. 13—27). Soluţia constă în conductă acoperită în zona albiei majore şi conductă cu profil deversant, autoportantă, în zona albiei minore. La ape maxime rîul curge pe toată albia, inclusiv peste umpluturile ce acoperă conducta.

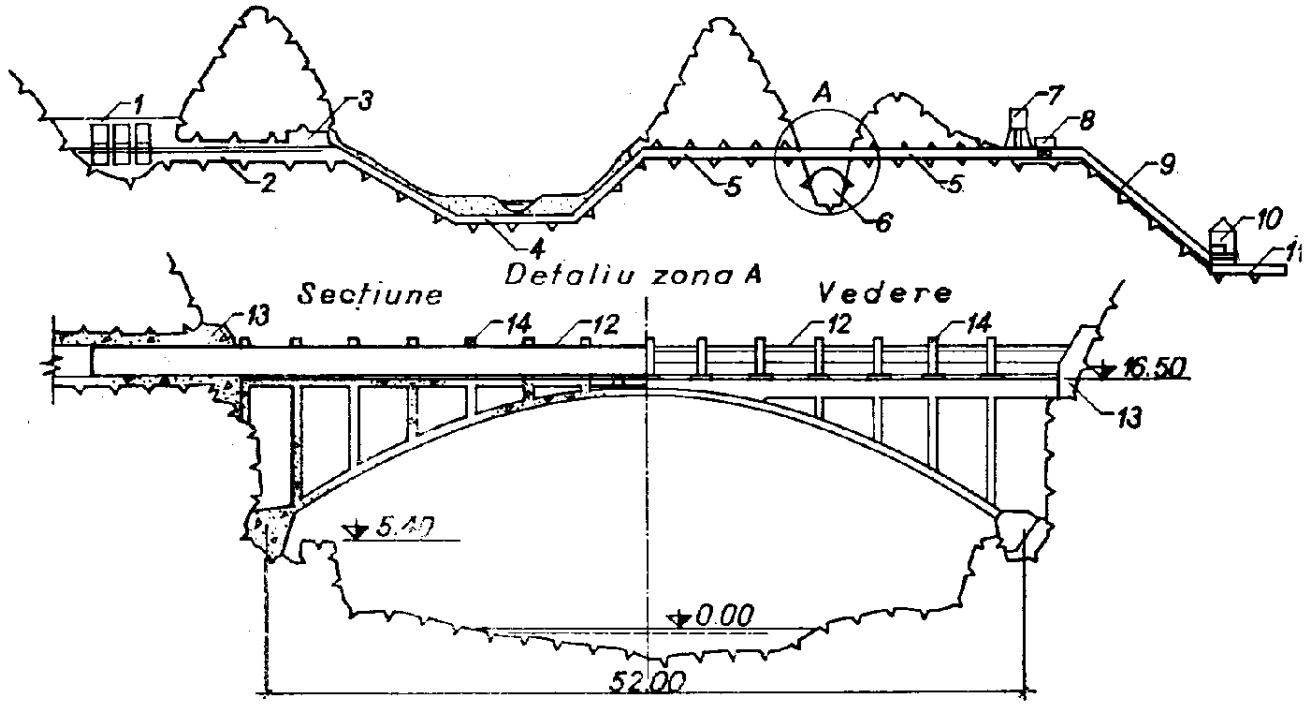


Fig. 13-25. Traversarea văilor pe traseul unei galerii:
1 — captare; *2* — galerie cu nivel liber; *3* — cameră de încărcare; *4* — traversare cu conductă îngropată; *5* — galerie sub presiune; *6* — traversare aeriană; *7* — castel de echilibru; *8* — casă de vane; *9* — conductă forțată; *10* — centrală; *11* — canal de fugă; *12* — virolă metalică; *13* — masive de ancoraj; *14* — reazeme intermediare.

Portalele sînt lucrări ce se execută la intrarea și ieșirea galeriei din munte pentru a se crea o trecere corespunzătoare între secțiunile lucrărilor de traversare și secțiunea curentă a galeriei. La orice portal (fig. 13-28) există zidul de portal propriu-zis, zidurile laterale de racordare (aripile) și placa de radier. Uneori în această zonă se execută și disipatorul de energie (cînd regimul de mișcare se modifică). În zona portalelor se acordă o atenție deosebită problemelor generale de stabilitate a versantului, de scurgere a apelor pluviale, eventualelor avalanșe.

§ 5. CĂPTUȘELI PRECOMPRIMATE

17. Principii de bază

În ultimele decenii presiunea de lucru a galeriilor a crescut foarte mult. Aplicarea căptușelilor clasice în astfel de cazuri conduce la grosimi mari, executate în 3 ... 4 straturi, iar aportul rocii în preluarea presiunii scade proporțional cu creșterea grosimii. Cercetările pentru găsirea unor cămășueli raționale în astfel de condiții au condus la aplicarea unor tipuri de căptușeli bazate pe principiul precomprimării. Precomprimarea căptușelii se poate realiza după două metode: prin tensionarea armăturii, pe principiul tuburilor precomprimate, realizîndu-se astfel o folosire mai eficientă a armăturii, sau prin precomprimarea în rocă (de

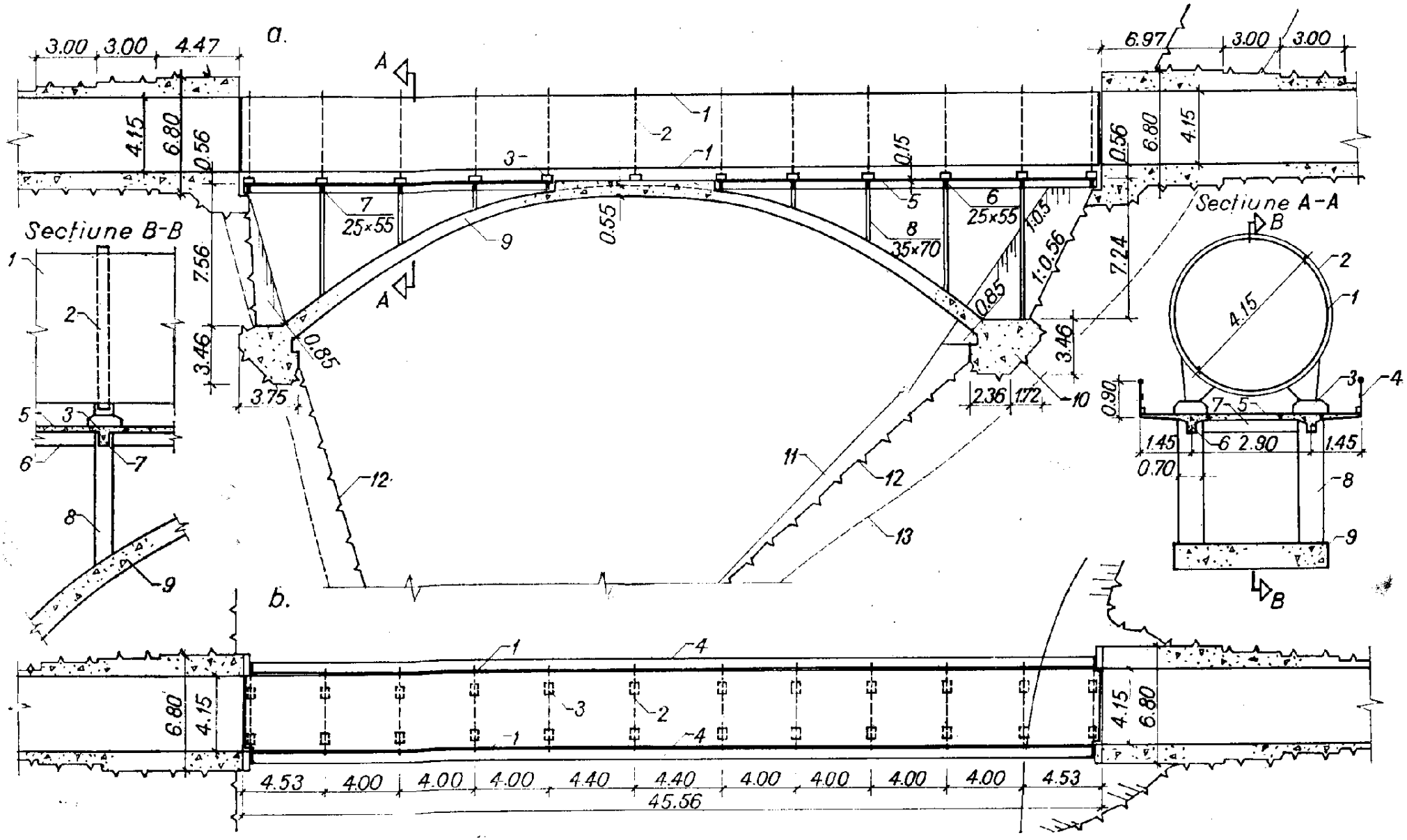


Fig. 13-26. Apeductul Valea lui Stan:

a — secțiune vertilcală prin axul conductei; *b* — secțiune orizontală prin axul conductei; *1* — conductă metalică; *2* — inel de reazem; *3* — suport; *4* — balustradă; *5* — placă din beton armat; *6* — grindă; *7* — nervură; — *8* stîlpi de susținere; *9* — arc parabolic; *10* — masiv de reazem; *11* — grohotiș; *12* — linie rocă alterată; *13* — linie rocă sănătoasă.

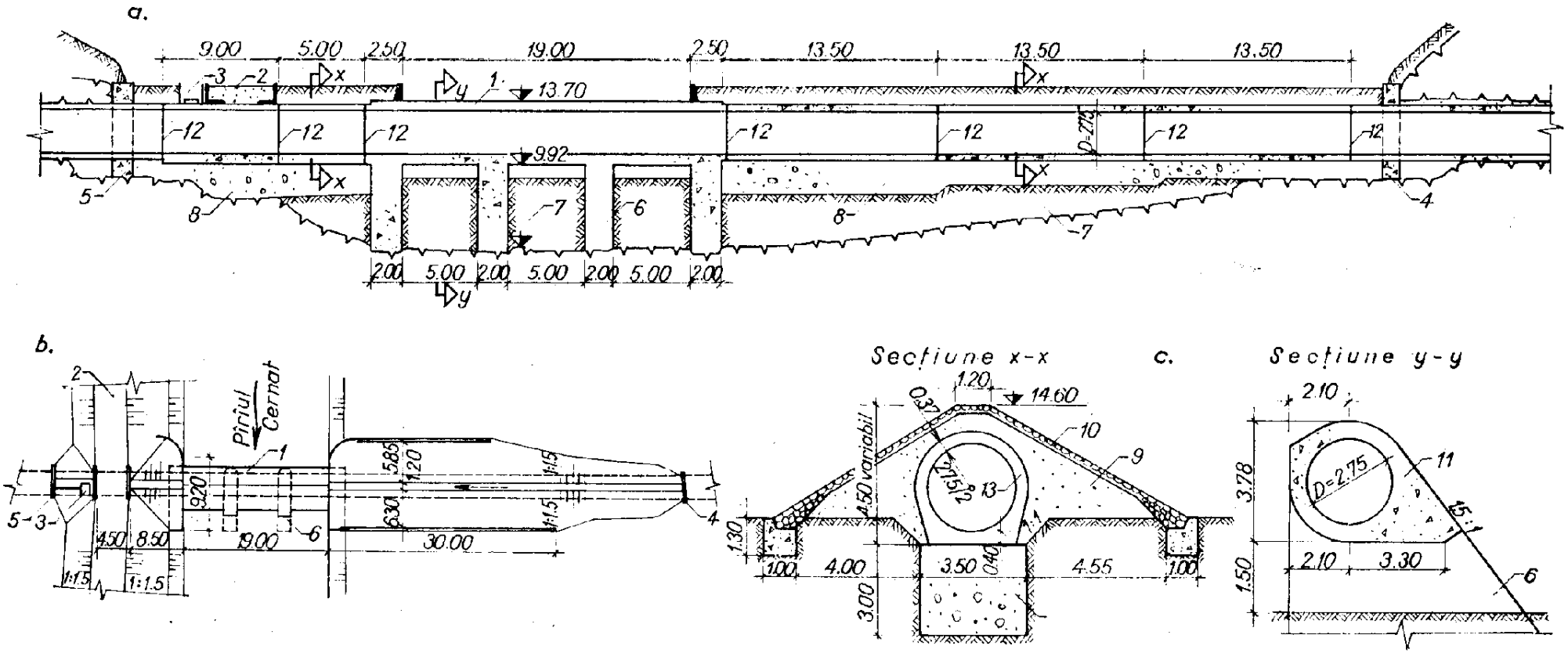


Fig. 13-27. Traversarea rîului Cernat:

a — secțiune verticală prin axul conductei; *b* — vedere în plan; *c* — secțiuni caracteristice; *1* — apeduct; *2* — drum; *3* — cămin de acces; *4* — portal amonte; *5* — portal aval; *6* — pile; *7* — aluviuni; *8* — beton ciclopian; *9* — umplutură compactată; *10* — pereu de piatră; *11* — profil deversant; *12* — rosturi permanente; *13* — conductă din beton armat.

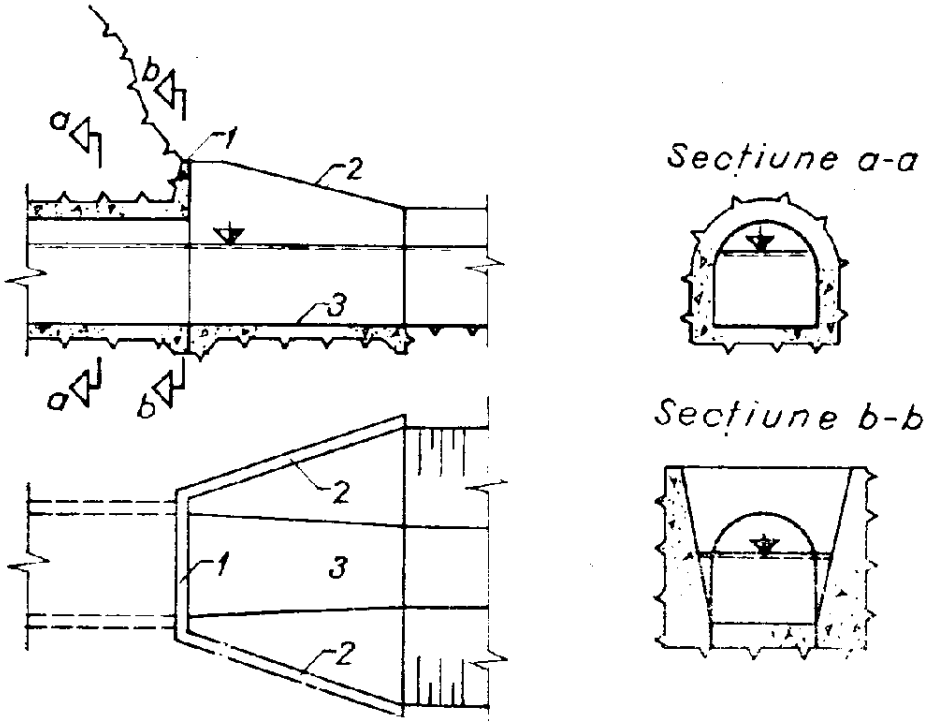


Fig. 13-28. Schemă de portal la o galerie:
1 — zid de portal; *2* — zid lateral de racord (aripă); *3* — placă de radier.

exemplu prin injectarea la presiune înaltă a unei suspensii de ciment în spatele căptuşelii), realizîndu-se astfel o transmitere către masiv a unei cote părţi mai importante din presiunea interioară. Deoarece căptuşelile galeriilor sînt mărginite de rocă, este avantajos ca masivul să fie folosit la precomprimarea căptuşelii [8].

Procedeele de precomprimare sînt foarte variate, bazîndu-se în principal pe metode mecanice, termice, chimice şi hidraulice.

18. Procedee mecanice de precomprimare

Precomprimarea unei căptuşeli prin mijloace mecanice se poate face după procedeul clasic al precomprimării conductelor: se înfăşoară sub tensiune o armătură spirală care produce o stare de eforturi de compresiune în inel. Întinderea oţelului se face cu prese hidraulice, şuruburi de întins sau alte dispozitive. Prin injectarea spaţiului rămas liber între inelul interior precomprimat şi inelul exterior, sau între inelul precomprimat şi rocă, se asigură şi conlucrarea cu masivul.

Alte procedee de precomprimare mecanică constau din folosirea unor dispozitive de presare. Într-o variantă se folosesc vinciuri, aşezate axial-simetric între căptuşeală şi masiv, care dezvoltă presiuni radiale pe inel, producînd eforturi de compresiune în cămăşuială. Aceste vinciuri pot fi aşezate de asemenea în rosturile radiale ale inelelor sau bolţarilor (vinciuri plate Freyssinet) producînd împingeri tangenţiale. Aceste procedee sînt puţin folosite în practică din cauza tehnologiei complicate şi a efectului redus de precomprimare ce se poate obţine.

Alt procedeu constă din presarea betonului proaspăt turnat cu ajutorul unor prese hidraulice sau cu aer comprimat, în spațiul cuprins între un cofraj special și rocă. Datorită deformării elastice a rocii în timpul presării după întărirea betonului, prin tendința de revenire a rocii în poziția inițială, se produce comprimarea betonului.

În figura 13-29 se prezintă cîteva tipuri de căptușeli precomprimate prin procedee mecanice. Căptușelile din figura 13-29, *a*, *b*, sînt de tipul cu armături

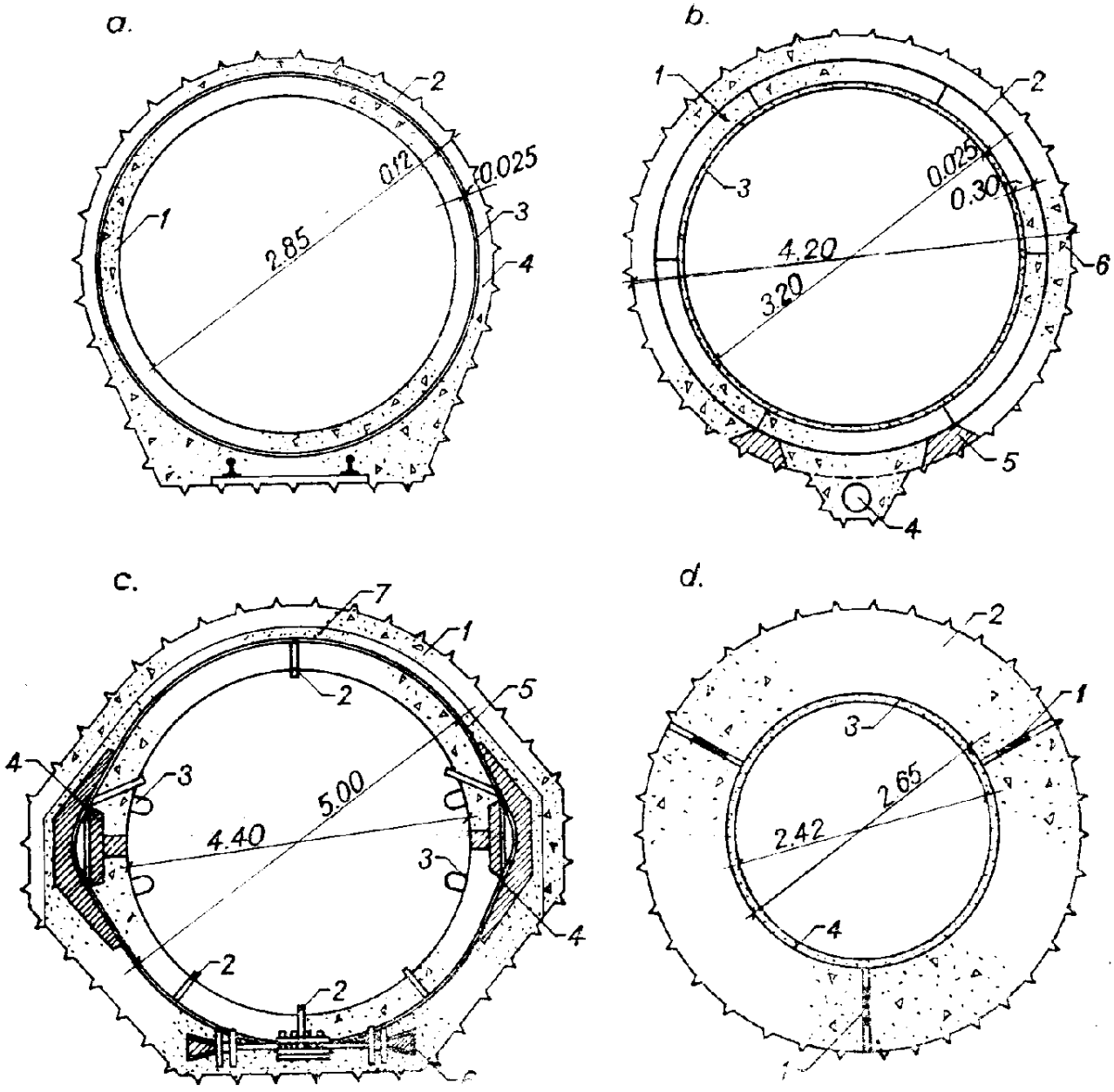


Fig. 13-29. Tipuri de căptușeli precomprimate prin procedee mecanice:

a — cu armătură tensionată la galeria Mucon (Italia); *1* — tub de beton armat; *2* — armătură pretensionată; *3* — strat de mortar de ciment; *4* — spațiu injectat; *b* — cu bolțari precomprimați la tunelul Glockner — Kaprun (Austria); *1* — bolțari din beton; *2* — armătură spirală tensionată; *3* — torcret; *4* — tub de drenaj; *5* — reazem inel; *6* — spațiu injectat; *c* — cu bandaje tensionate la galeria Marèges (Franța); *1* — strat de egalizare; *2* — ștuțuri pentru injecții; *3* — reazeme pentru vinciuri; *4* — dispozitiv de tensionare; *5* — bandaj; *6* — ancoraj; *7* — spațiu injectat; *d* — cu prese radiale la tunelul Djendjen (Algeria); *1* — prese Freyssinet; *2* — căptușeală monolită; *3* — virolă metalică; *4* — spațiu injectat.

tensionate. Primul tip a fost aplicat la galeria *Mucon* (Italia) pentru o presiune de 12 atmosfere. Pe inelul central, alcătuit dintr-un tub prefabricat de beton armat, este înfăşurată armătura spirală tensionată. Aceasta este protejată cu un strat de mortar de ciment. Tubul precomprimat se introduce în galerie şi se montează. Spaţiul gol de circa 5 cm ce rămîne între tub şi pereţii galeriei este umplut cu mortar de ciment. Tipul al doilea, aplicat la o zonă din galeria de aducţiune şi puţul forţat al uzinei *Glockner — Kaprun* (Austria), este identic cu primul ca sistem constructiv. Se deosebeşte prin aceea că inelul interior este alcătuit din bolţari, care se asamblează în galerie, şi apoi se precomprimă prin înfăşurarea armăturii spirale cu o maşină specială, înainte de aşezarea lui în poziţia definitivă. Pe această cale se elimină transportul pe galerie al tuburilor precomprimate, care, mai ales la diametre mari, pune probleme deosebite.

În figura 13-29, *c* se prezintă un tip de căptuşeală cu bandaje tensionate, aplicat la galeria uzinei *Marèges* (Franţa), la o presiune de 7,1 atmosfere. Căptuşeala este alcătuită dintr-un inel exterior de beton de circa 20 cm grosime, care nivelează neregularităţile galeriei şi un inel interior simplu armat de 80 cm grosime, care este strîns în exterior cu bandaje de oţel. Bandajele sînt formate din cabluri de oţel flexibile, montate în tocuri metalice, aşezate la distanţa de 0,5 m. Tensionarea bandajelor se face cu ajutorul unor vinciuri aşezate la nivelul diametrului orizontal al inelului.

Tipul de căptuşeală prezentat în figura 13-29, *d* s-a aplicat la tunelul *Djendjen* (Algeria). Precomprimarea s-a obţinut prin presarea betonului din căptuşeală în rocă cu ajutorul unor vinciuri plate, aşezate în rosturi radiale, cîte trei pe secţiunea transversală a inelului. Spaţiul dintre poziţia nouă a căptuşelii precomprimate şi tola de oţel se injectează ulterior.

19. Procedee termice şi chimice de precomprimare

Principiul de precomprimare, în cazul folosirii procedeelor termice sau chimice, se bazează pe producerea unor creşteri de volum ale inelului (prin creşterea controlată a temperaturii sau respectiv prin folosirea unor cimenturi expansive). Acesta, fiind împiedicat să se deformeze, datorită contactului cu masivul înconjurător, capătă eforturi de compresiune. Amestecurile expansive au la bază trei componenţi: ciment Portland ca bază a amestecului, ciment sulfoaluminos drept component expansiv şi un amestec auxiliar stabilizator, pentru a limita corespunzător expandarea. Aceste procedee au mai mult valoare teoretică, în practică precomprimarea după aceste principii fiind dificil de realizat şi controlat.

20. Procedee hidraulice de precomprimare

Metodele folosind presiunea hidraulică se bazează pe acelaşi principiu ca cele care folosesc vinciurile radiale, cu deosebirea că presarea inelului interior se realizează prin injectarea sub presiune a unei suspensii de ciment în spatele căptuşelii. Există diverse procedee de aplicare: cu inel interior din bolţari sau beton

monolit și cu spațiu uniform de injectare în spatele căptușelii (metoda *Kieser*), cu inel interior din bolțari și cu spațiu uniform de injectare umplut cu pietriș în spatele căptușelii (o variantă a metodei *Kieser* aplicabilă mai ales la puțuri), cu inel interior din beton monolit și cu suspensia injectată în țevi montate în spirală în spatele căptușelii (metoda inginerilor italieni), cu inel interior din beton monolit cu tolă subțire la exterior și injectare în spatele tolei (propunere românească), cu inel interior din beton monolit și căptușeală din tolă la interior și exterior etc. [9].

Cel mai folosit procedeu de precomprimare hidraulică este cel cu inel monolit și injecții la presiuni mari în rocă. Injecțiile se execută axial asimetric pe tot conturul căptușelii, la presiuni mai mari de 1,5 ori presiunea de exploatare. Pe această cale se realizează o precomprimare a căptușelii, o îmbunătățire simțitoare a caracteristicilor rocii și a capacității ei de preluare a eforturilor.

În figura 13-30, *a* se prezintă o căptușeală cu inelul interior din bolțari (sau monolit) care se comprimă prin pomparea în spatele său, într-un spațiu inelar continuu de 3 ... 5 cm grosime, a unei suspensii de ciment la presiune mare. Căptușeala exterioară servește în rocile tari pentru netezirea neregularităților stîncii, iar în rocile slabe și pentru preluarea împingerii active a muntelui. Acest sistem a fost propus de *Kieser* și a fost aplicat în diverse variante la mai multe lucrări din Austria, Italia și Germania.

În figura 13-30, *b* se prezintă un tip de căptușeală asemănător cu cel propus de *Kieser*, dar care diferă ca mod de realizare a injectării. Precomprimarea se realizează prin injectarea suspensiei în țevi speciale de policlorură de vinil, cu secțiunea de 10 ... 15 cm^2, care se așază în spirală pe suprafața interioară a betonului de egalizare, înainte de turnarea inelului interior. În timpul betonării țevile se umplu cu apă sub presiune. Există și țevi speciale pentru pomparea suspensiei de ciment în spațiul dintre inelul interior și cel exterior și pentru umplerea eventualelor fisuri din inelul exterior. Metoda a fost propusă și experimentată în Italia.

Un tip de căptușeală propus în U.R.S.S. se prezintă în figura 13-30, *c*. Se execută inițial un inel din beton prin metode obișnuite, după care în etapa următoare de execuție se montează în interior un cofraj puternic, de 4 ... 6 m lungime, etanșat la capete, care lasă între ele și beton un spațiu de pompare de 3 ... 5 cm. În acest spațiu se injectează mortar și suspensie de ciment sub presiune, care fisurează inelul de beton și pătrunde în rocă, precomprimînd căptușeala și consolidînd roca. Procedeul necesită cofraje puternice, dificile de manipulat.

Cel mai utilizat tip de căptușeală precomprimată se prezintă în figura 13-30, *d*. El constă din executarea unui inel obișnuit de beton după care se injectează în etape coroana de rocă înconjurătoare. Cele mai importante galerii de aducțiune realizate în ultimii ani în Europa (peste 80 km) sînt executate cu acest tip de căptușeală: *Roselend*, *Mont Cenis*, *Kaunertal*, *Kops*, *Inguri*. La noi în țară acest tip s-a aplicat cu bune rezultate la *U.H. Argeș* și la *U.H. Lotru*.

Față de celelalte sisteme prezentate, procedeele de precomprimare hidraulică au avantajul simplității de execuție și al prețului de cost mai redus. Precomprimarea poate fi efectuată în limitele dorite, de asemenea pot fi controlați și alți factori dezavantajoși: contracția betonului, curgerea lentă, scăderea de temperatură etc. De remarcat că pentru aplicarea procedeului este necesar ca galeria să aibă o acoperire de rocă suficientă, astfel încît greutatea coloanei de rocă să fie mai mare decît presiunea de injectare.

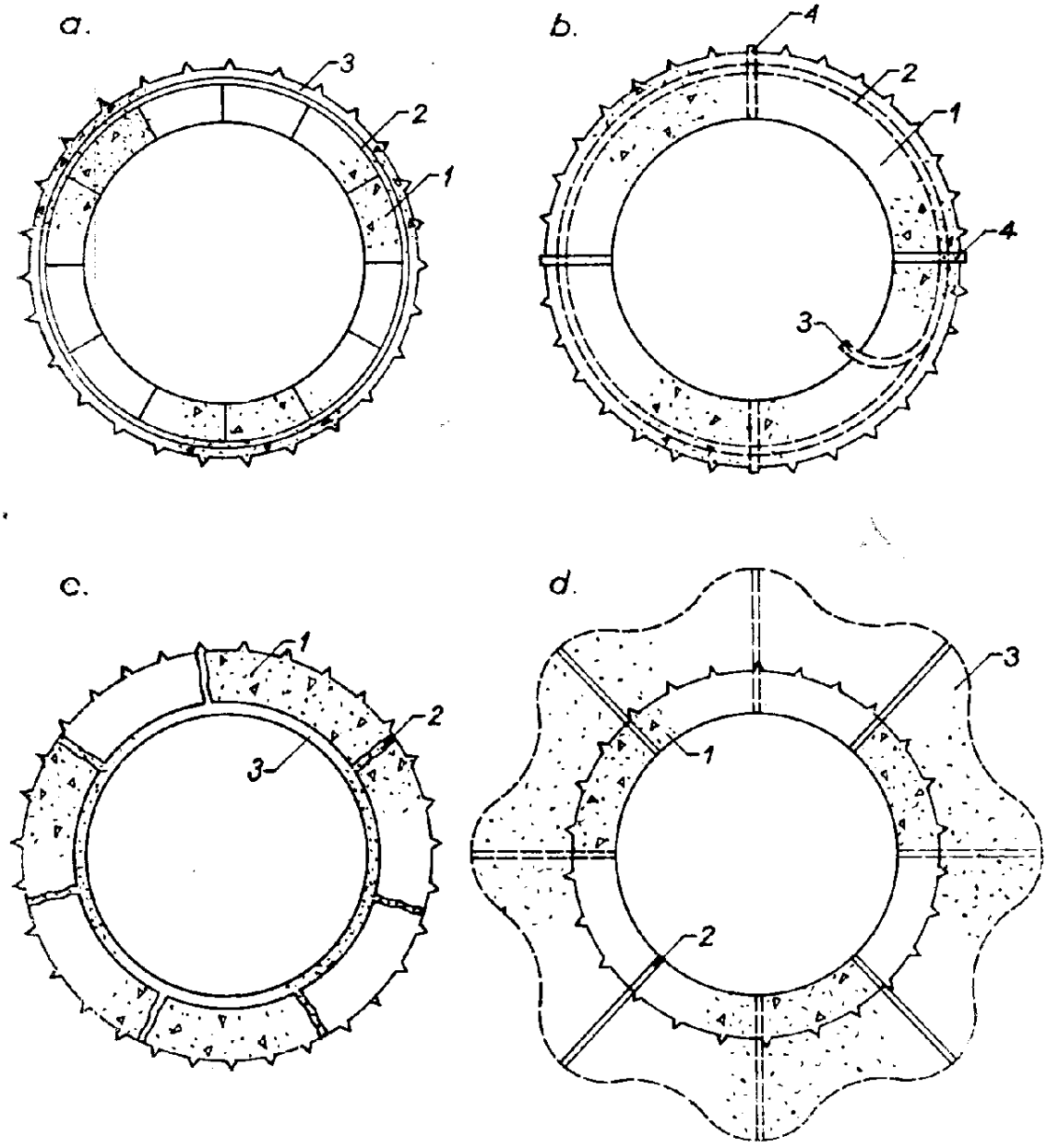


Fig. 13-30. Tipuri de căptuşeli precomprimate prin procedee hidraulice:
a — cu bolţari precomprimaţi (Kieser); *1* — bolţari de beton; *2* — spaţiu injectat; *3* — beton de nivelare; *b* — cu injecţii în ţevi spirale; *1* — căptuşeală monolită; *2* — ţevi de policlorură de vinil; *3* — capăt de injectare; *4* — ştuţuri pentru injecţii; *c* — cu injecţii în interiorul inelului; *1* — căptuşeală; *2* — suspensie injectată; *3* — cofraj; *d* — cu injectarea rocii în etape; *1* — căptuşeală; *2* — foraje de injecţii; *3* — suspensie injectată.

21. Căptuşeli precomprimate executate în ţara noastră

La noi în ţară s-au executat căptuşeli de tipul celor prezentate în figura 13-30, *d*. Alte tipuri de căptuşeli precomprimate folosind procedeele hidraulice, aplicate în ţara noastră [9], sînt arătate în figura 13-31.

În figura 13-31, *a* se prezintă o căptuşeală cu inel de beton monolit şi tolă la exterior. În spatele tolei rămîne un spaţiu cu pietriş în care se fac injecţiile la

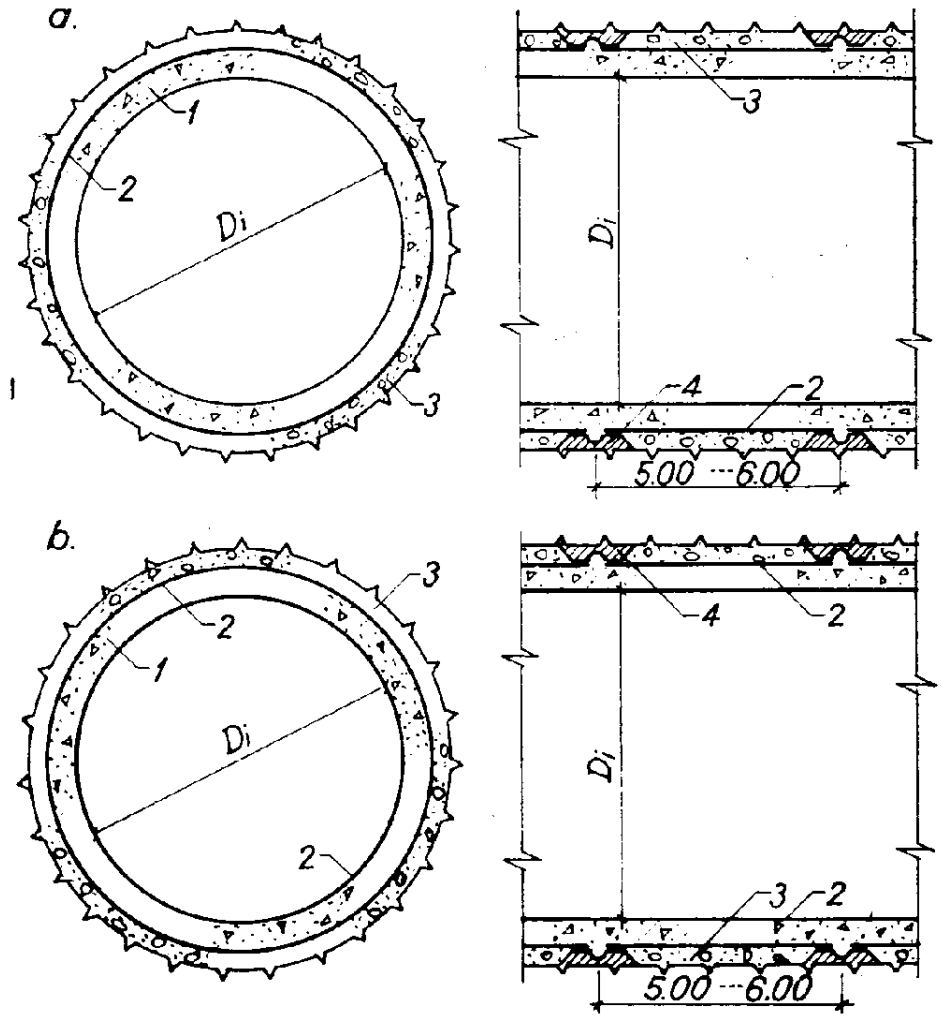


Fig. 13-31. Tipuri de căptușeli precomprimate executate în țara noastră:

a — cu tolă metalică la exterior; *b* — cu tolă metalică la interior și exterior; *1* — beton monolit; *2* — virole; *3* — spațiu cu pietriș (prepact) injectat; *4* — coroană de reazem.

presiunea de precomprimare calculată (> 40 at). Longitudinal, la 4 ... 6 m, se execută inele de rezemare și etanșare. Acest tip de secțiune se aplică în prezent la *U.H. Lotru* în zonele de traversare. El înlocuiește secțiunile clasice, cu tolă groasă de 12 ... 14 mm la interior. Așezarea tolei de grosime minimă constructiv (4 ... 5 mm) în exteriorul inelului mai are avantajul că elimină problema voalării tolei la presiunea exterioară și deci și cantitatea de metal folosită pentru rigidizări sau ancoraje.

La presiuni foarte mari (> 50 at), din precomprimare rezultă în căptușeală solicitări ce depășesc rezistența betonului. Pentru a asigura preluarea încărcării din precomprimare se folosește o căptușeală cu tole metalice la interiorul și exteriorul inelului de beton (fig. 13-31, *b*). Precomprimarea se produce prin injectarea spațiului cu pietriș ce se găsește în spatele inelului. Acest tip a fost propus pentru o galerie forțată cu $D = 4$ m și $p = 16 \ldots 90$ atmosfere, dar nu s-a aplicat din cauza lipsei de experiență.

22. Comparaţie între căptuşelile clasice şi cele precomprimate

Comparaţia între cele două tipuri de căptuşeli se face după criteriile comportării în exploatare, al execuţiei şi al economicităţii.

Sub aspectul comportării în exploatare trebuie remarcat că în analiza stări de eforturi a căptuşelilor clasice se neglijează influenţa unor fenomene ca: fisurarea rocii din cauza exploziilor, variaţiile de temperatură, curgerea lentă a masivului, neuniformitatea secţiunii, variaţia în timp a rezistenţei betonului, permeabilitatea căptuşelii. Din această cauză comportarea căptuşelilor clasice diferă de multe ori în exploatare faţă de rezultatele calculelor statice. Uneori se pot produce chiar avarii ca fisurarea căptuşelilor, infiltraţii peste limitele admise etc.

La căptuşelile precomprimate efectul factorilor defavorabili amintiţi este atenuat prin presiunea mare la care se face precomprimarea (în general de 1,5 ori presiunea de serviciu). De asemenea, avînd în toate fazele de solicitare numai eforturi de compresiune, pericolul de fisurare al căptuşelilor este redus şi impermeabilitatea este asigurată. Nu este de neglijat faptul că, în timp, căptuşelile precomprimate pierd pînă la 25 ... 30% din efectul precomprimării iniţiale.

Sub aspectul execuţiei, tehnologia căptuşelilor precomprimate nu aduce complicaţii. Din contră, eliminarea operaţiilor de armare a inelelor clasice permite creşterea procentului de mecanizare a lucrărilor. Realizarea căptuşelilor precomprimate impune totuşi o calificare şi o conştiinciozitate sporită a personalului, precum şi existenţa unor utilaje speciale.

Sub aspect economic, în tabelul 13—3 se prezintă comparativ cîţiva indici medii ai căptuşelilor clasice şi precomprimate, pe baza unor calcule efectuate la I.S.P.H. [9].

TABELUL13-3

Indici comparativi \ Categoria rocii K_e $\left(\frac{kg}{cm^3}\cdot m\right)$	I 800	II 200 ... 800	III 150
Căptuşeli clasice			
I_s lei/m² secţiune liberă	1 120	2 200	3 100
b_s m³ beton/m² secţiune liberă	0.45	0,70	1,10
a_b kg oţel/m³ beton	25	64	85
a_s kg oţel/m² secţiune liberă	11,50	83	92
Căptuşeli precomprimate			
I_s lei/m² secţiune liberă	900	900	1 520
b_s m³ beton/m² secţiune liberă	0,40	0,40	0,45
a_b kg oţel /m³ beton	20	21	44
a_s kg oţel/m² secţiune liberă	9	9	23

Din analiza acestor date rezultă că folosirea căptușelilor precomprimate aduce o ieftinire de circa 20...50% față de căptușelile clasice. Acest procent este direct proporțional cu presiunea interioară de calcul și invers proporțional cu coeficientul de rezistență elastică al rocii.

§ 6. ACȚIUNEA MUNTELUI ASUPRA GALERIILOR

23. Considerații generale

Împingerea muntelui se manifestă prin presiunile care apar în masiv în jurul golului creat prin excavarea galeriei, presiuni care pot produce deformarea lui pînă la surpare. Pentru prevenirea surpărilor, excavația se armează (se sprijină), provizoriu sau definitiv, cu elemente capabile a prelua această împingere. Presiunile asupra sistemului de susținere depind de forma și dimensiunile golului excavat, de proprietățile fizico-mecanice ale rocii și de însuși modul de susținere a excavației. La roci tari aceste presiuni sînt preluate de masiv, care trece în noua stare de echilibru fără a necesita sisteme de susținere. În funcție de caracteristicile fizico-mecanice și chimice ale masivului presiunea muntelui poate fi declanșată de [10]:

— fenomenul de relaxare a rocii, ca urmare a redistribuirii eforturilor în masiv; deformația conturului nesprijinit este în acest caz de ordinul centimetrilor, iar împiedicarea deformației, printr-o susținere rigidă, determină dezvoltarea unor presiuni mari, apropiate de presiunile inițiale din masiv;

— fenomenul de curgere plastică a rocilor slabe, în zonele în care rezistențele la alunecare ale rocii sînt depășite de eforturile tangențiale; deformațiile conturului nesprijinit pot fi în acest caz foarte mari, de ordinul metrilor, iar intensitatea presiunilor crește odată cu deformația, pînă la stabilirea unui nou echilibru în masiv; în asemenea situații presiunile pot fi limitate fie prin oprirea deformației, fie prin îmbunătățirea calităților fizico-mecanice ale masivului;

— fenomene fizico-chimice, de natură să degradeze pe o adîncime oarecare roca în jurul golului excavat sau să producă o creștere a volumului stratului de rocă periferic sub acțiunea umidității.

În general, nu este posibilă o separare a cauzelor care declanșează presiunea, dar se pot determina fenomenele dominante, funcție de care se alege sistemul de susținere adecvat. Considerînd valabile ipotezele teoriei elasticității, deci considerînd masivul ca un mediu elastic, omogen și izotrop, se pot determina eforturile care apar în jurul golului excavației.

În figura 13-32, *a* se prezintă diagramele eforturilor care apar în jurul unor goluri circulare din masiv, calculate prin teoria elasticității. În figura 13-32, *b*, *c*, se prezintă comparativ aspectul diagramelor de presiuni efectiv măsurate în secțiunile excavate la galeria de fugă a *U.H. Argeș*.

Așa cum rezultă, comparația între rezultatele calculelor teoretice și măsurători arată diferențe sensibile. De aceea, metodele teoretice de determinare a împingerii muntelui au un caracter aproximativ, evaluarea precisă a acestei acțiuni necesitînd măsurători experimentale.

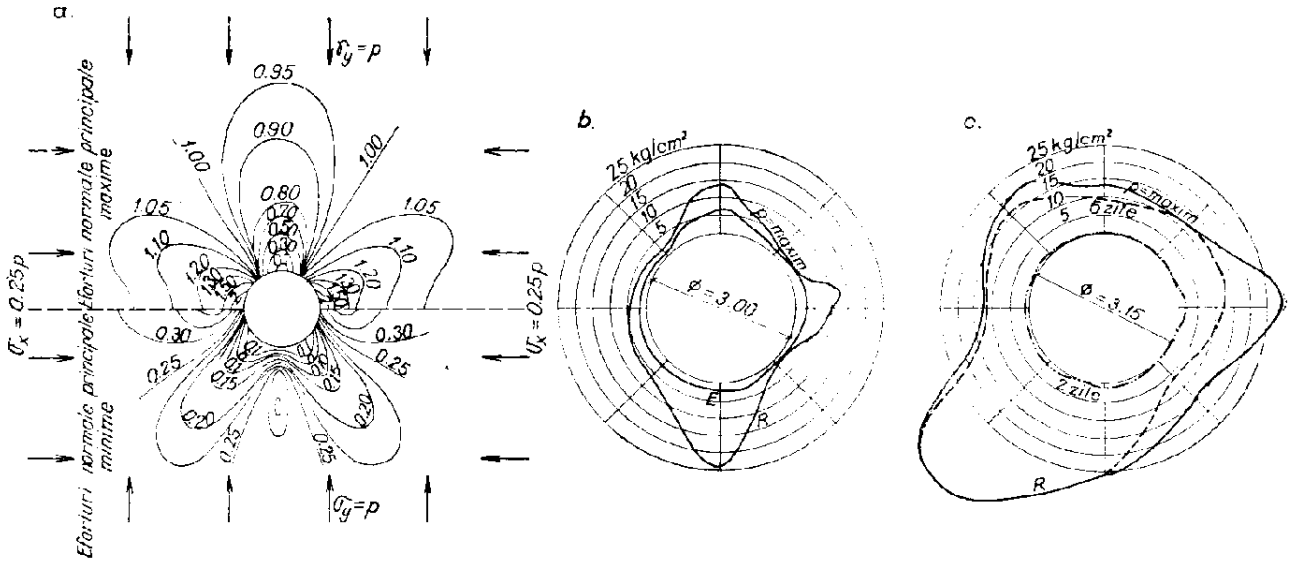


Fig. 13-32. Eforturi în jurul unor galerii excavate în masiv:
a — calculate după teoria elasticităţii; *b*, *c* — măsurate la galeria de fugă U. H. Argeş, susţinută elastic (*E*) şi rigid (*R*).

Metodele teoretice de determinare a mărimii împingerii muntelui pot fi grupate în patru categorii, fiecare din ele bazîndu-se pe:

— ipoteza distribuţiei hidrostatice a presiunii rocii după adîncimea excavaţiei;
— proprietăţile corpurilor friabile;
— teoria elasticităţii rocii, presupusă omogenă şi izotropă;
— observarea fenomenelor din natură privind formarea bolţii de surpare.

Primele două metode nu corespund proprietăţilor reale ale rocilor şi dau rezultate mult diferite de realitate. A treia metodă idealizează, după cum s-a arătat mai înainte, rocile reale. Cea de a patra metodă, bazată pe analiza fenomenelor de surpare în rocă este cea mai des folosită în practică.

24. Împingerea muntelui

Pentru a determina împingerea muntelui se admite că aceasta acţionează asupra sprijinirilor provizorii sau asupra căptuşelilor definitive sub următoarele forme:

— împingerea verticală, dirijată de sus în jos la tavan şi, în cazul rocilor relativ moi, şi de jos în sus la talpa excavaţiei;
— împingerea laterală, dirijată lateral sau sub un unghi oarecare, funcţie de stratificaţie;
— împingerea longitudinală, dirijată în lungul galeriei, care apare în general în zonele de capăt.

Aceste împingeri apar instantaneu după deschiderea profilului, numai în cazul rocilor curgătoare. Altfel, ele apar în timp şi intensitatea lor creşte mai mult sau mai puţin rapid funcţie de natura rocii şi a factorilor care intervin pe parcurs (apă, degradări în contact cu aerul etc.).

În figura 13-33 se prezintă schemele de calcul propuse de *Protodiakonov* pentru calculul împingerii verticale şi orizontale. Se admite că în cazul unei exca-

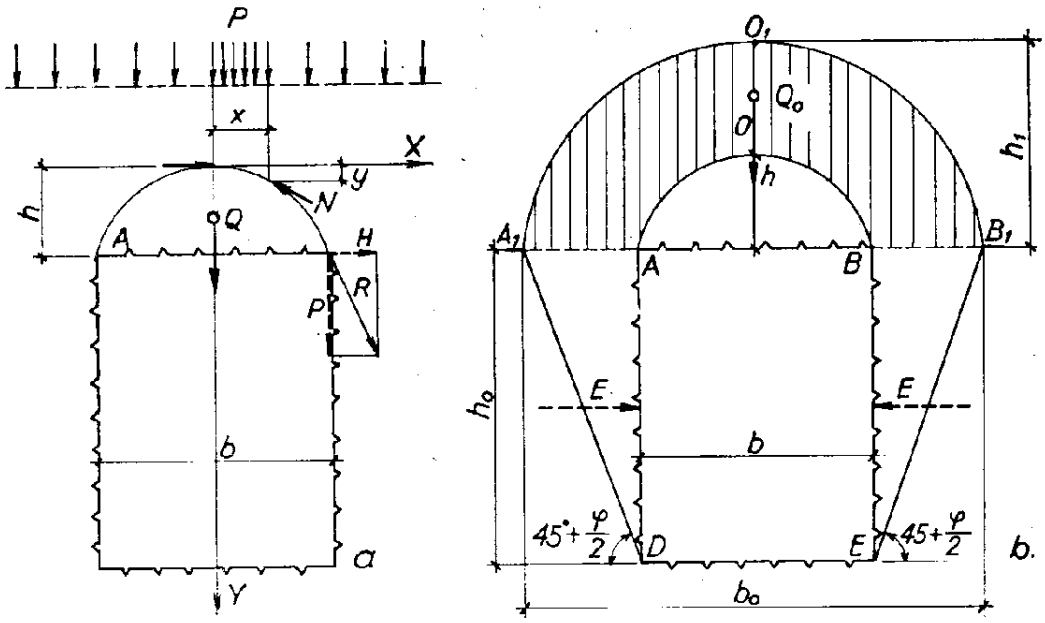


Fig. 13-33. Scheme pentru calculul împingerii muntelui:
a — după verticală; *b* — după orizontală.

vaţii de lăţime *b* (fig. 13-33, *a*) datorită deformaţiilor rocii de deasupra excavaţiei, o parte de rocă se poate surpa. Limita acestei zone de surpare va fi o boltă oarecare *AOB* pe care eforturile de tensiune sînt neglijabile, iar cele de compresiune se găsesc în limitele admisibile. Această boltă reprezintă deci o formă de echilibru a excavaţiei. Ea susţine şi transmite lateral toată greutatea coloanei de rocă de deasupra. Zona de rocă cuprinsă sub această boltă duce, prin greutatea ei, la formarea împingerii verticale.

Forma bolţii de echilibru pentru o sarcină uniform repartizată p este o parabolă cu ecuaţia:

$$y = \frac{p}{2H} x^2, \tag{1}$$

unde:

p — încărcarea uniform distribuită pe orizontală;
H — reacţiunea orizontală de la naşterea bolţii.

Pentru ca această boltă să fie stabilă, trebuie ca naşterile ei să nu alunece lateral:

$$H < fP, \tag{2}$$

unde:

f — coeficientul de frecare al rocii (numit şi coeficient de tărie sau *coeficient Protodiakonov*);
P — reacţiunea verticală egală cu $1/2\ pb$.

Considerînd coeficientul de siguranţă egal cu 2, rezultă:

$$H = \frac{1}{4} pbf. \tag{3}$$

Înlocuind pe H în relaţia (1), se obţine în final:

$$y = \frac{2x^2}{fb}, \tag{4}$$

de unde rezultă înălţimea bolţii de surpare, cunoscînd că la $x = \frac{b}{2}$, $y = h$:

$$h = \frac{b}{2f}. \tag{5}$$

Valoarea totală a împingerii verticale a muntelui rezultă:

$$Q = \gamma_s \frac{2}{3} bh = \gamma \frac{b^2}{3f}, \tag{6}$$

unde γ_s este greutatea volumetrică a rocii.

Dacă această valoare se repartizează pe întreaga lăţime a excavaţiei, atunci se obţine valoarea medie a împingerii verticale a muntelui:

$$q = \gamma_s \frac{b}{3f}. \tag{7}$$

Împingerea laterală se determină după teoria materialelor necoezive, mărimea unghiului de frecare considerîndu-se $\varphi = \text{arc tg } f$. Se admite că prismele de alunecare se formează după suprafeţele înclinate faţă de orizontală cu un unghi de $45° + \frac{\varphi}{2}$ (fig. 13-33, *b*). Asupra acestor prisme, acţionează în partea de sus greutatea rocii cuprinse între bolta de surpare AOB şi noua boltă de surpare $A_1 O_1 B_1$ cu deschiderea b_0:

$$b_0 = b + 2 h_0 \operatorname{tg} \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right). \tag{8}$$

Greutatea acestei zone de rocă Q_0 va fi:

$$Q_0 = \frac{\gamma_s}{3f}(b_0^2 - b^2) = \frac{4}{3f} \gamma_s h_0 \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\left[b + h_0 \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\right]. \tag{9}$$

Sarcina uniform repartizată pe cele două prisme de alunecare va fi:

$$q = \frac{Q_0}{2h_0 \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{2}{3f} \gamma_s \left[b + h_0 \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\right], \tag{10}$$

iar presiunea totală laterală va fi:

$$E = \frac{1}{2} h_0 (2q_0 + \gamma_s h_0) \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right). \tag{11}$$

Presiunea laterală este mult mai mică decît presiunea verticală. Ea nu apare decît în roci mai moi în care este posibilă formarea acestor planuri de alunecare.

În tabelul 13-4 se dau valori curente pentru coeficientul de tărie al rocilor f [2]. Din cele prezentate mai sus ar rezulta că coeficientul f depinde numai de

calitățile rocii și este independent de dimensiunile excavației. Practica infirmă însă această ipoteză și de aceea valorile reale ale lui f trebuie măsurate pe cît posibil în excavații la scară reală.

O formulă empirică pentru determinarea coeficientului f leagă valoarea lui de rezistența la compresiune a rocii R_c, în kg/cm²:

$$f = \frac{R_c}{100}. \tag{12}$$

TABELUL 13-4

Categoria rocilor	Denumirea rocilor	Greutatea volumetrică medie (kg/m³)	Rezistența la rupere prin compresiune (kg/cm²)	Coeficientul de tărie după Protodiakonov f
1	2	3	4	5
I	Nisip	1 500		0,5 ... 0,6
	Sol nisipo-lutos	1 600		0,5 ... 0,6
	Pămînt vegetal	1 200		0,5 ... 0,6
	Turbă	600		0,5 ... 0,6
	Marne ponțiene	1 900		0,15...0,25
	Gnaise puternic alterate	2 300		0,3 ... 0,5
II	Sol argilo-nisipos, ușor loessoid	1 600		0,6 ... 0,8
	Loess umed, afînat, sărătură	1 600		0,6 ... 0,8
	Pietriș afînat, pînă la 15 mm	1 700		0,6 ... 0,8
	Sol vegetal compact cu rădăcini de iarbă	1 400		0,6 ... 0,8
	Turbă și sol vegetal cu rădăcini de diametru maxim 30 mm	1 100		0,6 ... 0,8
	Nisip și sol vegetal amestecat cu piatră spartă sau galeți	1 650		0,6 ... 0,8
	Pămînt de umplutură cu adaos de piatră spartă sau galeți	1 750		0,6 ... 0,8
	Sol nisipo-lutos cu adaos de piatră spartă, galeți, moloz	1 900		0,6 ... 0,8
	Șisturi cristaline filito-doritoase alterate	2 400		0,3 ... 0,8
	Șisturi cristaline grafitoase	2 200		0,6 ... 0,8
III	Argilă grasă, carbonată, de morene și jurasică	1 800		0,8 ... 1,0
	Sol argilo-nisipos greu	1 750		0,8 ... 1,0
	Pietriș mare, galeți și piatră spartă de granulație 15—40 mm	1 750		0,8 ... 1,0
	Loess uscat și loess cu umiditate naturală, amestecat cu pietriș sau galeți	1 790		0,8 ... 1,0
	Pămînt vegetal sau turbă cu rădăcini de diametru mai mare de 30 mm	1 400		0,8 ... 1,0
	Sol argilo-nisipos amestecat cu piatră spartă sau galeți și moloz	1 900		0,8 ... 1,0
	Șisturi cristaline cuarțo-calcaroase alterate	2 450		0,7 ... 0,12

Tabelul 13-4 (continuare)

1	2	3	4	5
IV	Argilă grea, jurasică şi carbonată	1 950		1,0 ... 1,5
	Argilă grasă şi soluri argilo-nisipoase grele cu adaos de piatră spartă, galeţi, moloz şi piatră brută cu greutate pînă la 25 kg (pînă la 10% din volum)	1 950		1,0 ... 1,5
	Argilă de morene cu bolovăniş de greutate maximă 50 kg (pînă la 10% din volum)	2 000		1,0 ... 1,5
	Argilă şistoasă	2 000		1,0 ... 1,5
	Conglomerate cu galeţi mari de dimensiune maximă 90 mm sau cu adaos de piatră brută cu greutate maximă 10 kg	1 950		1,0 ... 1,5
	Loess compact întărit şi sărătură întărită	1 800		1,0 ... 1,5
	Marnă moale şi rocă hidratată cu silice	1 900		1,0 ... 1,5
	Rocă dezagregată	1 800		1,0 ... 1,5
	Granite caolinizate-argilizate	2 100		1,3 ... 1,5
V	Morenă cu bolovani de greutate maximă 50 kg (mai mult de 10% din volum)	2 100		1,5 ... 2,0
	Diatomit şi roci cretacice moi	1 800		1,5 ... 2,0
	Conglomerat slab cimentat	1 900	mai puţin	1,5 ... 2,0
	Şisturi moi diferite	2 600	de 200	1,5 ... 2,0
	Gips	2 200		1,5 ... 2,0
	Gresii slabe	2 200		1,5 ... 2,2
VI	Tuf şi piatră ponce	1 100		2 ... 4
	Piatră de var moale, poroasă, puternic fisurată	1 200		2 ... 4
	Şisturi de mărime medie	2 700	200 ... 400	2 ... 4
	Marnă de mărime medie	2 300		2 ... 4
	Şisturi cristaline, filitoase, slabe	2 600		2 ... 3
	Gnaise oculare fisurate	2 400		3 ... 4
VII	Conglomerat cu galeţi din roci sedimentare cimentate	2 200		4 ... 6
	Gresie argiloasă degradată, puternic fisurată	2 000		4 ... 6
	Şist argilos tare	2 800		4 ... 6
	Marnă tare	2 500	400 ... 600	4 ... 6
	Gnaise oculare fisurate	2 550		4 ... 6
	Granite fisurate slab alterate	2 900		4 ... 6
	Şisturi cristaline verzi sănătoase	2 700		4 ... 5
	Brecii conglomeratice, eocene, cimentate	2 600		5 ... 6

Tabelul 13-4 (continuare)

1	2	3	4	5
VIII	Granit mare	2 300		6 ... 8
	Calcar marnos	2 300		6 ... 8
	Gresie argiloasă	2 200	600 ... 800	6 ... 8
	Șisturi micacee și nisipoase	2 300		6 ... 8
	Anhidrit	2 900		6 ... 8
	Șisturi cristaline clorito-sericitoase sănătoase	3 000		6,5 ... 9
IX	Granite, gnaise și sienite	2 500		8 ... 10
	Calcar compact	2 450		8 ... 10
	Conglomerat cu galeți din roci sedimentare pe bază de ciment silicios	2 500	800 ...	8 ... 10
	Gresie	2 500	1 000	8 ... 10
	Șisturi nisipo-calcaroase	2 500		8 ... 10
	Magnezit	3 000		8 ... 10
X	Dolomite	2 700		10 ... 12
	Calcare tari	2 700		10 ... 12
	Marmoră	2 700	1 000 ...	10 ... 12
	Gresie compactă cimentată	2 600	1 200	10 ... 12
	Șist nisipos tare	2 600		10 ... 12
	Gnaise granitice amfibolitice	2 700		8 ... 14
XI	Granit macrogranular	2 800		12 ... 14
	Dolomit foarte dur	2 900		12 ... 14
	Conglomerat cu galeți din roci eruptive	2 800	1 200 ...	12 ... 14
	Gresie pe bază de ciment cuarțos	2 700	1 400	12 ... 14
	Sienit macrogranular	2 700		12 ... 14
XII	Andezit și bazalt cu urme de degradare	2 700		14 ... 16
	Gnais	2 600		14 ... 16
	Calcar foarte tare	2 900	1 400 ...	14 ... 16
	Conglomerat cu galeți din roci degradate pe bază de ciment silicios	2 900	1 600	14 ... 16
	Trahit	2 600		14 ... 16
XIII	Granit cu granulație medie	3 100		16 ... 18
	Gnais dur	2 800		16 ... 18
	Diabaz	2 700	1 600 ...	16 ... 18
	Porfirit	2 500	1 800	16 ... 18
	Trahit dur	2 800		16 ... 18
	Sienit cu granulație medie	2 800		16 ... 18

Tabelul 13-4 (continuare)

1	2	3	4	5
XIV	Granit microgranular foarte dur	3 300		18 ... 20
	Granito-gnais	2 900		18 ... 20
	Diorit	2 900	1 800 ...	18 ... 20
	Calcar de duritate superioară	3 100	2 000	18 ... 20
	Porfirit dur	2 700		18 ... 20
XV	Andezit, bazalt, rocă corneană dură	3 100	2 000 ...	20 ... 25
	Diabaz, diorit de duritate superioară	2 900	2 500	20 ... 25
	Gabbro şi cuarţite dure	2 800		20 ... 25
XVI	Bazalt de Labrador şi crisolit	3 300		>25
	Gabbro-diabaz, cuarţit şi porfirit excluzînd cele dure	3 000	>2 500	25
	Dacite şi riodacite	3 000		25

25. Metode experimentale pentru determinarea împingerii muntelui

Din practica lucrărilor subterane au rezultat următorii factori care influenţează asupra mărimii împingerii muntelui:

— timpul montării şi rigiditatea sprijinirilor; cu cît aceste sprijiniri se montează mai repede după deschiderea excavaţiei, împingerea muntelui este mai mică, în special la rocile mai moi; împingerea muntelui creşte proporţional cu rigiditatea sprijinirilor;

— poziţia axului galeriei în raport cu stratificaţia sau şistuozitatea rocilor şi structura lor; sub bolta anticlinalelor împingerea muntelui este mai mică decît în zona sinclinalelor;

— în zonele cu fisuraţie puternică, falii, rupturi, contacte de formaţiuni de roci diferite, în apropierea versanţilor, împingerea muntelui are creşteri sensibile şi se manifestă prin tendinţe accentuate de surpare;

— prezenţa apelor subterane conduce la apariţia unor împingeri mari, în special la rocile care în contact cu apa se degradează sau se dizolvă.

Determinarea pe teren a valorii împingerii muntelui se poate face după diferite metode.

O metodă simplă constă în măsurarea deformaţiilor sprijinirilor de lemn, care se montează imediat după excavarea unei galerii experimentale, sau chiar în galeria principală cînd lucrarea a început. Pe baza deformaţiei sprijinirilor se determină valoarea împingerii muntelui pentru secţiunea respectivă şi apoi coeficientul f. Metoda descrisă are o serie de dezavantaje: modulul de elasticitate al lemnului din sprijiniri se cunoaşte aproximativ, deoarece el depinde de condiţiile locale (umiditatea aerului, starea lemnului etc.); diversele îmbinări ale sistemului de sprijinire măresc aproximaţia măsurătorii deoarece ele se comportă ca un reazem intermediar între articulaţie şi încastrare; coeficientul f determinat

la o excavație cu profil redus nu este identic cu cel de la excavația cu secțiune definitivă, deoarece valoarea lui depinde de mărimea secțiunii.

Altă metodă constă din montarea unor stîlpi speciali de măsură, amplasați de obicei în axul galeriei de înaintare. Montarea se face astfel încît o zonă precisă din tavanul galeriei să sprijine numai pe aceștia. Prin măsurarea forței preluate de stîlpi se deduce coeficientul *f*.

Un sistem de acest tip, aplicat la *U. H. Argeș* [9], se prezintă în figura 13-34. Galeria experimentală a fost susținută rigid cu excepția unui tronson de 2 m lungime care transmite încărcarea la doi stîlpi hidraulici. Pentru măsurători se împănează în tavan platforma culisantă care transmite încărcarea stîlpilor. Masivul de rocă ușor comprimat, tinde să se descarce iar presiunea în stîlpi este măsurată în timp cu manometrele. Cînd această presiune se menține constantă, ea servește pentru calculul presiunii active *p* exercitată de masiv asupra tavanului galeriei de suprafață *S*. În figura 13-35 se prezintă variația în timp a eforturilor din stîlpi.

Pentru măsurarea forței care încarcă un stîlp se pot folosi dinamometre cu coarde, dinamometre hidraulice, aparate de măsură electrice sau microcomparatoare care măsoară deformațiile stîlpului între două repere.

În figura 13-36 se prezintă un tip de doză de măsură folosită la galeria de fugă *U. H. Argeș*. Acest dispozitiv este alcătuit dintr-o capsulă metalică de formă plată, plină cu lichid, care se montează între susținerea sau căptușeala de beton și rocă. Presiunea exercitată asupra dozei se transmite la un manometru montat în interiorul galeriei. Măsurătorile au permis stabilirea următoarelor date:

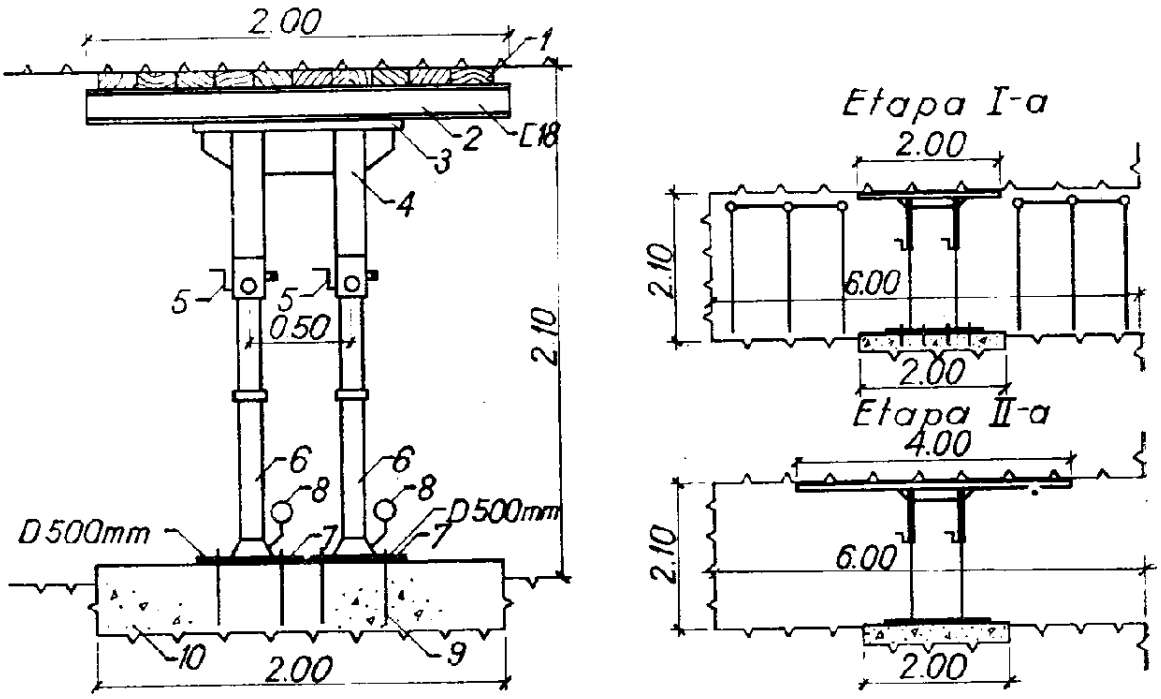


Fig. 13-34. Determinarea presiunilor cu stîlpi hidraulici la U.H. Argeș:

1 — bandaje de lemn; *2* — profile metalice; *3* — placă de susținere; *4* — prelungitoare telescopice; *5* — sistem de împănare; *6* — stîlpi hidraulici; *7* — plăci circulare; *8* — manometre; *9* — buloane de prindere; *10* — fundație de beton.

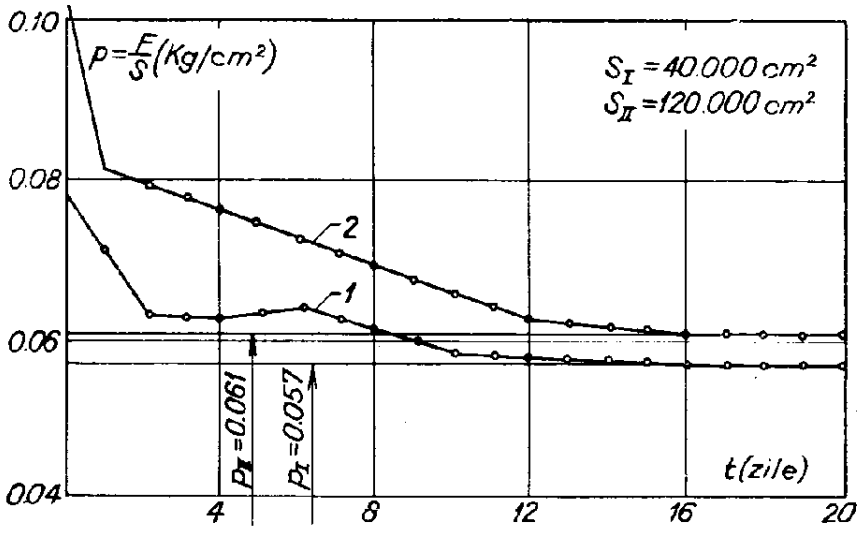


Fig. 13-35. Variaţia în timp a presiunilor pe tavanul galeriei experimentale:

1 — etapa I de încercare; *2* — etapa a II-a de încercare.

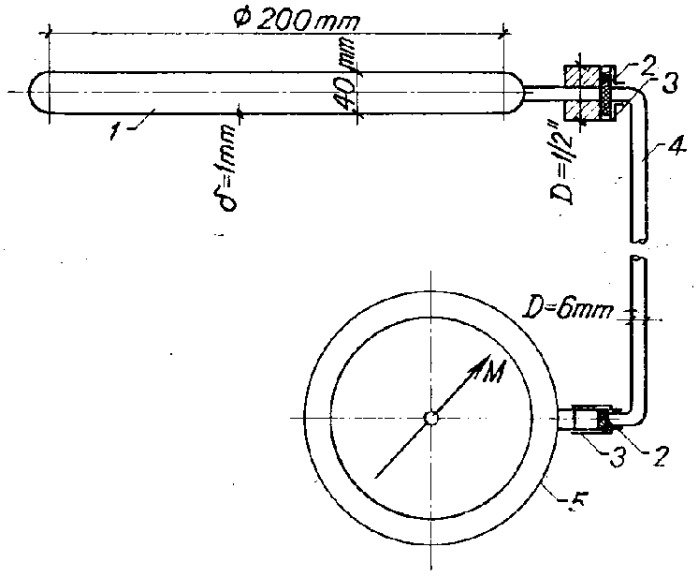


Fig. 13-36. Doză utilizată la U.H. Argeş:

1 — capsulă metalică cu lichid; *2* — garnitură de clinkerit; *3* — holendere; *4* — conductă de legătură; *5* — manometre.

presiunea maximă, viteza de creştere a presiunii, timpul în care se atinge presiunea maximă, gradul de uniformitate pe conturul excavaţiei şi presiunea stabilizată. Totodată, funcţie de poziţia în care s-au montat dozele faţă de elementele de susţinere, s-au determinat presiunile tangenţiale, longitudinale şi radiale. În tabelul 13-5 se prezintă rezultatele măsurătorilor efectuate în tronsonul *Rotunda* al galeriei de fugă U. H. Argeş pentru două tipuri de secţiuni aplicate în argile oligocene (v. fig. 13-74).

TABELUL 13-5

Locul unde s-au făcut măsurătorile	Presiunea maximă (kg/cm²)	Timpul de atingere (ore)	Presiunea stabilizată (kg/cm²)	Nr. de doze folosite (buc)	Durata măsurătorilor (zile)
Galeria de bază din bolțari	16	7 ... 20	2,5 ... 13	50	18 ... 35
Între beton și rocă	6,5	32	6,5	10	34
Între inelul interior și exterior	2,0	2	1,5	15	40
Între șpriț beton și rocă	14 ... 16	12 ... 21	1,5 ... 15	150	30 ... 90
Între șpriț beton și căptușeala definitivă	5 ... 15	40 ... 120	5 ... 15	225	60 ... 240

26. Rezistența elastică a rocii

Sub acțiunea solicitărilor care produc deformații ale căptușelii spre masiv, acesta se opune preluînd o cotă parte din solicitări. Acest fenomen poartă denumirea de *reacțiune elastică a masivului.*

Denumirea de reacțiune elastică a apărut odată cu ipoteza că masivul de rocă este elastic, omogen și izotrop. Dacă într-un astfel de masiv de dimensiuni infinite (fig. 13—37) se consideră un cilindru circular de rază r_0, acționat de presiunea radială p care produce pereților cilindrului o deplasare radială Δr_0, atunci raportul $\frac{p}{\Delta r_0} = K$, exprimat în kg/cm³, se numește *coeficient de rezistență elastică a rocii.*

Aplicînd formulele lui *Lamé*, în ipoteza unui cilindru avînd pereții de grosime foarte mare ($r_{ext} \to \infty$), expresia deplasării radiale u, într-un punct curent, are următoarea formă:

$$u = \frac{1 + \mu}{E} \frac{pr_0^2}{r} \tag{13}$$

unde:

μ — coeficientul lui *Poisson* al rocii;
E — modulul de elasticitate al rocii;
p — presiunea interioară;
r_0 — raza cilindrului;
r — raza punctului curent unde se calculează deplasarea.

Deplasarea intradosului cilindrului va fi:

$$u_0 = \Delta r_0 = \frac{1 + \mu}{E} pr_0 \tag{14}$$

de unde rezultă expresia coeficientului K:

$$K = \frac{p}{\Delta r_0} = \frac{E}{(1 + \mu) r_0} \tag{15}$$

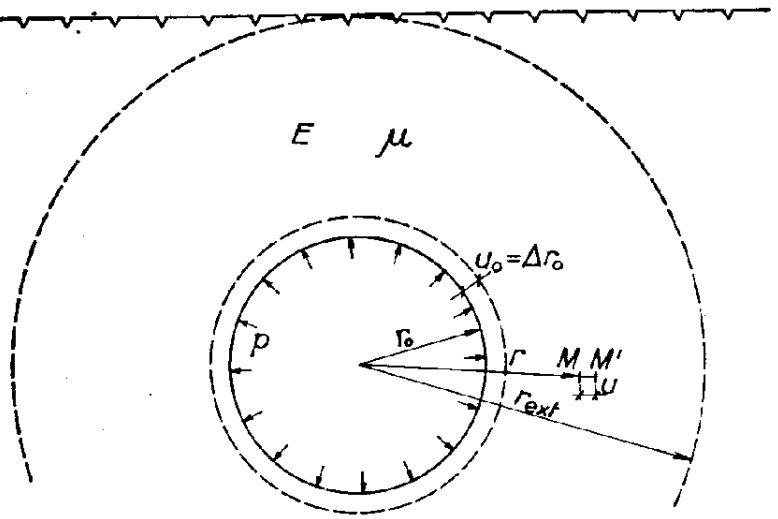


Fig. 13-37. Schemă pentru calculul coeficientului de rezistenţă elastică a rocii.

În practică, pentru a caracteriza diferite roci, se foloseşte noţiunea de *coeficient de rezistenţă elastică specific* K_0, care este coeficientul care corespunde unei galerii cu $r_0 = 100$ cm. Atunci:

$$K_0 = \frac{E}{(1+\mu)100}\left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}\cdot 1\ \text{m}\right) \tag{16}$$

şi legătura între K şi K_0 va fi:

$$K = \frac{K_0}{r_{excavaţie}}\ (\text{kg/cm}^3)\cdot \tag{17}$$

În formula (17) $r_{excavaţie}$ se înlocuieşte în metri.

În tabelul 13-6 se dau valorile lui K_0 pentru diverse categorii de roci din ţara noastră, rezultate în urma unor măsurători şi conform recomandărilor din literatura de specialitate [2].

TABELUL 13-

Nr. crt.	Tipul de rocă	Valori K_0 (kg/cm³ . 1m)	Coeficient Poisson	Sursa
1	2	3	4	5
1	Şisturi cristaline, sericitoase, gnaisice, foarte alterate	10		Lotru-aval
2	Marne cretacice, ponţiene şi sarmatice	12 ... 25	0,40 .. 0,42	Izlaz-Cioara, Rm. Vîlcea-Dăieşti, Gruia.
3	Erupţii vulcanice afînate	40		[2]
4	Gnaise alterate, argilizate	30 ... 50		Porţile de Fier—Jidoaia
5	Calcar vacolar, sarmatic şi cretos	50 ... 60		Constanţa, Izlaz

Tabelul 13-6 (continuare)

1	2	3	4	5
6	Șisturi cristaline, filitoase-doritoase-argiloase alterate	30 ... 80		Tomeasa-Rîul Mare
7	Șisturi cristaline grafitoase	60 ... 80	0,12 ... 0,15	Lotru-Mănăileasa
8	Argile compacte	60 ... 100		[2]
9	Șisturi cristaline cuarțo-calcaroase alterate	70 ... 120		Lotru-Petrimanu
10	Șisturi cristaline verzi alterate	100 ... 120	0,10	Lotru-Mănăileasa
11	Tufuri andezito-piroxenice argiloase	120		[2]
12	Tufuri sarmațiene	120 ... 140	0,38	Olt,Rîmnicu-Vîlcea
13	Șisturi argiloase brune	20 ... 150		Bistrița-Bicaz
14	Granite caolinizate-argilizate	130 ... 150	0,36	U.H. Someș
15	Gnaise-oculare foarte alterate-grusificate	140 ... 200		Gnais de Vidra-Lotru
16	Micașisturi fisurate	200	0,25	Lotru-Balindru
17	Lavă bazaltică puternic fisurată	200		[2]
18	Gresii slabe, tip Prisaca Dornei	150 ... 220	0,10 ... 0,15	Prisaca Dornei
19	Gresii microconglomeratice	120 ... 250	0,19	Brebu
20	Brecii conglomeratice, eocene, slab cimentate	200 ... 250	0,25	Olt-Cornetu
21	Amfibolite alterate și fisurate	250	0,21	Lotru-Sebeș
22	Molasă (gresie feldspatică grosieră) cu granulație medie	250		[2]
23	Gnaise biotitice muscovitice șistoase	120 ... 250		Porțile de Fier
24	Gresie de fliș greso-microconglomerat	300 ... 350		Doftana-Paltinu
25	Șisturi cristaline filitoase cuarțoase	250 ... 350		Lotru Galbenu, Rîul Mare
26	Calcar cu incluziuni de argilă	350		[2]
27	Roci detritice și vulcanice, tufuri andezito-piroxenice	400 ... 450		[2]
28	Șisturi cristaline verzi, sănătoase	400 ... 500		Lotru-Mănăileasa
29	Cuarțite degradate	500		[2]
30	Gnais șistos tectonizat cu injecții pegmatitice	400 ... 500	0,32	Lotru-Mălaia Jidoaia
31	Tufo-gresii	600		[2]
32	Gnaise oculare fisurate	400 ... 650		Lotru-Vidra
33	Granite fisurate, slab alterate	400 ... 650	0,30	Someș
34	Brecii conglomeratice eocene cimentate	500 ... 650	0,16	Olt-Cornetu
35	Andezite fisurate	500 ... 750	0,26	Firiza, Someș
36	Roci tufo-nisipoase	800		[2]
37	Pegmatite	600 ... 900	0,16 ...0,18	Lotru-Balindru
38	Șisturi cristaline, dorito-sericitoase, cuarțitice, sănătoase	650 ... 900	0,10 ... 0,12	Teliuc, Drăgan
39	Șist argilos negru	900		[2]
40	Gresie de Tarcău	800 ... 900	0,20	Bistrița-Bicaz
41	Gnaise cuarțitice	600 ... 1 000	0,17	Porțile de Fier
42	Paragnaise	1 000		[2]
43	Calcar cu incluziuni de marnă argiloasă	1 150		[2]
44	Gnaise granitice și amfibolice	800 ... 1 400	0,35	Sebeș

Tabelul 13-6 (continuare)

1	2	3	4	5
45	Gresie pe bază de ciment, intercalări de cuarţ	1 500		[2]
46	Granite masive	1 000 ... 2 100	0.28	Someş
47	Gnaise oculare sănătoase	1 200 ... 2 000	0.20	Argeş-Vidraru
48	Granognaise	1 500 ... 2 400	0.20	Lotru-Ciunget
49	Calcar dur tip Stranberg	2 000 ... 2 800	0.31	Drăgan
50	Amfibolite dure sănătoase	1 800 ... 3 000	0.21	Lotru, Sebeş, Tarniţa (Someş)
51	Cuarţit compact cu incluziuni de şist nisipos, gresii cuarţoase	3 800		[2]
52	Andezite sănătoase	2 500 ... 4 000	0.32	Firiza
53	Riodacite sănătoase	3 800 ... 4 200	0.05	Leşu
54	Cuarţit compact	6 000		[2]

Practica nu confirmă întotdeauna formula (17), deoarece masivul de rocă nu este un corp elastic, omogen şi izotrop. Pentru o precizie mai mare este recomandabil ca determinarea coeficientului K să se facă experimental în excavaţii la scara viitoarei construcţii.

Din cele arătate rezultă analogia dintre coeficientul de rezistenţă elastică şi coeficientul de pat considerat în calculul construcţiilor pe mediu elastic. În ipotezele făcute, coeficienţii K şi K_0 sînt constanţi, indiferent de mărimea presiunii interioare. În realitate aceşti coeficienţi nu sînt constanţi. În cazul rocilor cu un caracter pronunţat plastic, ei variază odată cu deformaţiile plastice ale rocii în limite destul de largi.

Datorită caracteristicilor plastice ale rocilor, curbele deformaţie-efort la descărcare ale masivului nu corespund cu curbele deformaţie-efort la încărcare. Mărimea lui K depinde şi de modul de încărcare: încărcare continuă sau încărcări-descărcări repetate. În figura 13-38 se prezintă curbele deformaţie-efort pentru principalele tipuri de roci stîncoase din ţara noastră. Coeficientul de rezistenţă elastică se admite ca medie aritmetică a deplasărilor maxime obţinute la încărcări repetate în zona corespunzătoare presiunilor din exploatare (linii groase). Modulul de elasticitate al rocii corespunde valorii tangentei la curbele de descărcare (linii punctate).

Coeficientul K_0 depinde şi de mărimea presiunii aplicate, variaţie prezentată în figura 13-39 pentru argile şi granite compacte.

Pentru simplificarea calculelor statice aceşti coeficienţi se consideră constanţi, dar determinarea lor se face experimental în galerii de dimensiuni şi solicitări cît mai apropiate de situaţia reală.

27. Metode experimentale pentru determinarea coeficientului de rezistenţă elastică

O primă metodă aproximativă, constă din folosirea rezultatelor încercărilor de compresibilitate a rocii, efectuate pe teren. Prin aceste încercări se determină modulul de compresibilitate a cărei valoare se apropie de cea a modulului de elasticitate. Din relaţia (16) prezentată mai înainte se determină K_0.

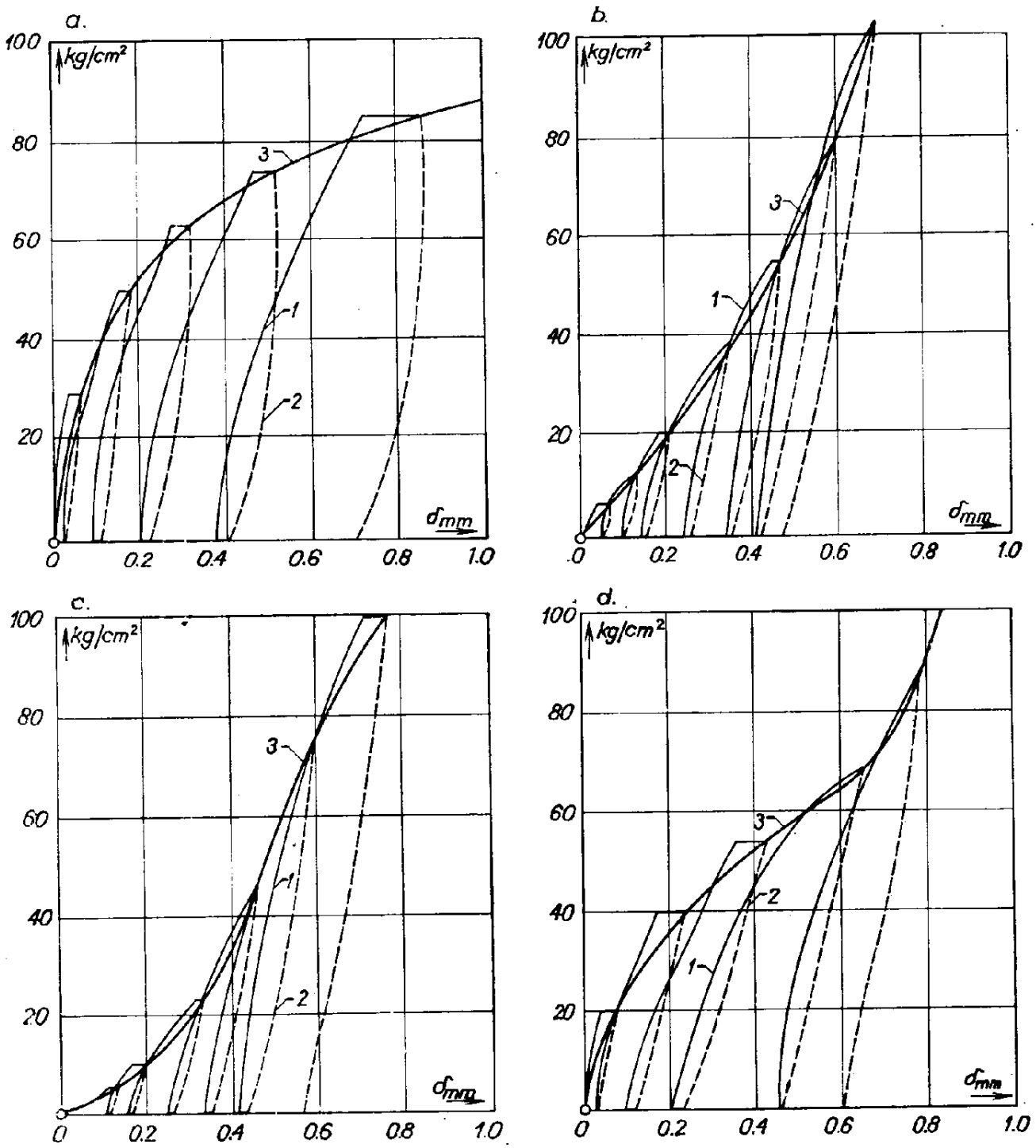


Fig. 13-38. Curbe de deformabilitate la principalele tipuri de roci stîncoase din țara noastră:
a — roci cu caracter plastic (gnaise biotitice, cuarțitice — Porțile de Fier); *b* — roci cu caracter casant (gnais ocular sănătos, masiv Lotru—Vidra); *c* — roci fisurate cu caracter plastic (paragnais cuarțitic — șistos, Lotru—Jidoaia); *1* — cicluri de încărcare; *2* — curbe de descărcare; *3* — curbă de deformație la încărcări repetate.

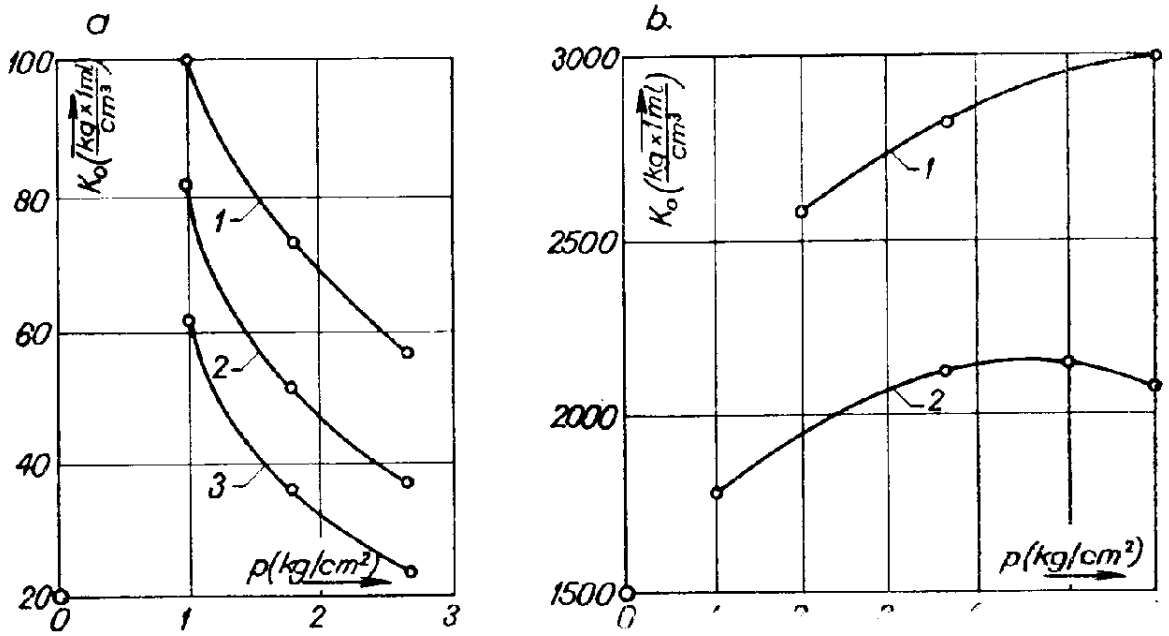


Fig. 13-39. Variaţia coeficientului de rezistenţă elastică specifică a rocii cu presiunea de încărcare:

a — în argile; *1* — compacte; *2* — obişnuite; *3* — cu fisuri; *b* — în granite dure; *1* — încărcări repetate; *2* — la o singură încărcare.

În figura 13-40, *a* se prezintă schema unei astfel de instalaţii: o presă pentru punerea sub presiune a inelului şi microcomparatoare care măsoară deformaţiile.

În figura 13-40, *b* se prezintă schema încercării cu prese radiale. Presele radiale se fixează cu bandaje de lemn între un cilindru de sprijin din oţel şi o coroană de beton de egalizare, fragmentată cu rosturi continue longitudinale pentru a nu opune rezistenţă la deplasări radiale. Deformaţia rocii se măsoară prin intermediul unor tije fixate rigid la un capăt şi împănate în rocă la capătul opus. În încercarea cu prese plate (fig. 13-40, *c*) deformaţia masivului se determină prin măsurarea scăderii nivelului lichidului în tubul de nivel datorită creşterii presiunii şi umflării presei plate.

Altă metodă foloseşte puţuri de diametre mici (în jur de 1 m) făcute în nişe laterale pe traseul galeriei şi de adîncime de circa trei ori diametrul lor. Puţurile se pun sub presiune interioară şi cu un dispozitiv special se determină variaţia diametrului.

Punerea sub presiune a puţului se poate face cu apă sub presiune, în acest caz puţul necesitînd executarea unei căptuşeli de beton. Acest sistem are dezavantajul cunoaşterii aproximative a modulului de elasticitate al betonului din căptuşeală şi al necesităţii unei aparaturi cu transmisie la distanţă pentru măsurarea deformaţiilor. În schimb folosirea căptuşelii de beton creează la scară mică condiţiile de lucru ale viitoarei căptuşeli. În acest sistem se măsoară deformaţiile intradosului căptuşelii de beton Δr_i. Notînd cu E_b şi μ_b modulul de elasticitate şi coeficientul lui *Poisson* al betonului, r_i şi r_e raza interioară şi exterioară a căptuşelii şi p_i presiunea interioară, aplicînd formulele lui *Lamé* rezultă expresia coeficientului de rezistenţă elastică:

$$K = \frac{2r_i \frac{p_i}{\Delta r_i} - \frac{(r_e^2 - r_i^2) E_b}{r_e}}{(r_e^2 + r_i^2) - \mu_b (r_e^2 - r_i^2)}. \qquad (18)$$

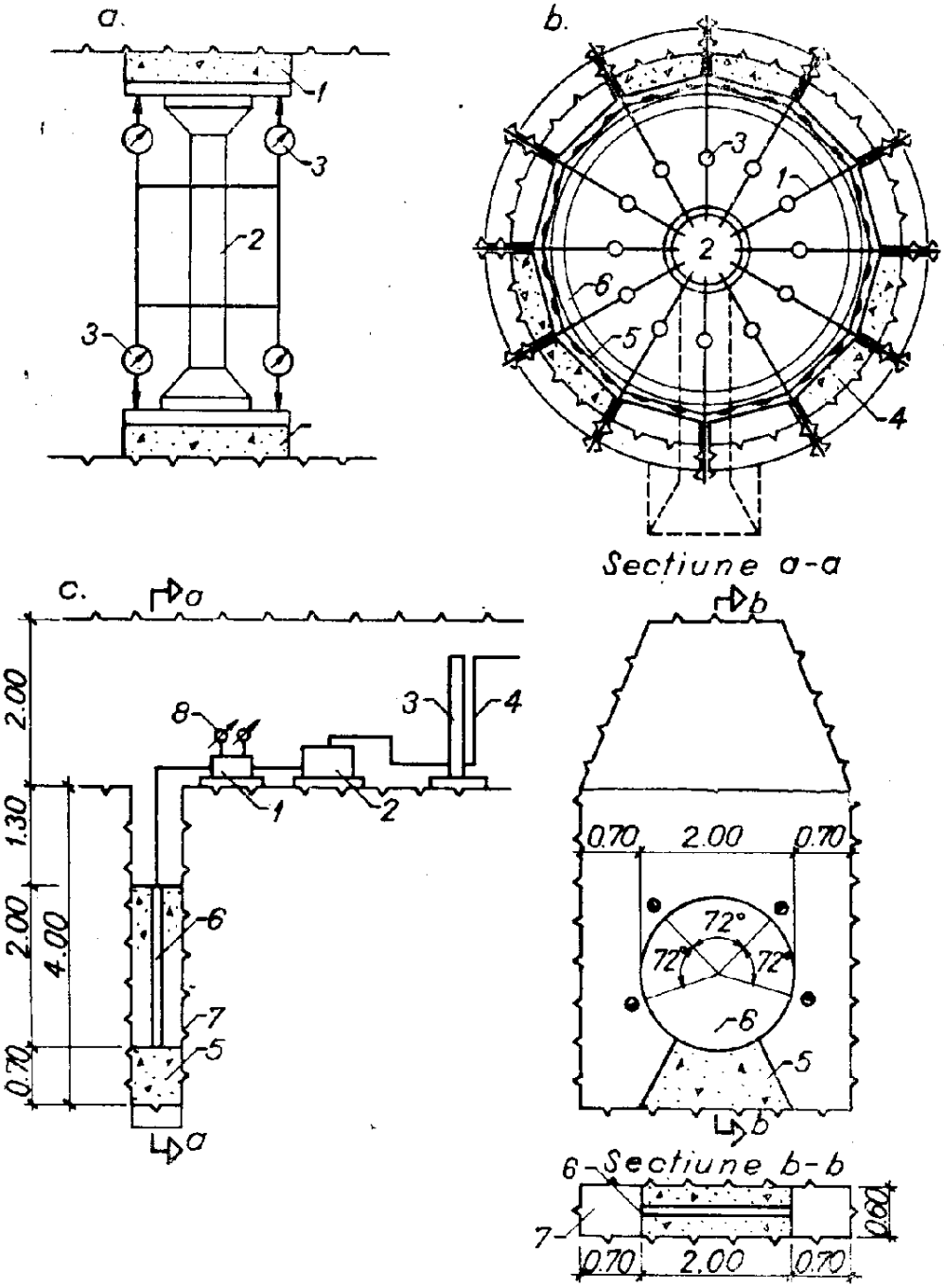


Fig. 13-40. Determinarea lui K prin măsurarea compresibilității masivului:

a — încercare clasică cu prese; *1* — coroană de beton pentru nivelarea rocii; *2* — presă; *3* — microcomparatoare; *b* — încercare cu prese radiale; *1* — reper plantat în rocă pentru măsurătoare; *2* — tub reper fix pentru măsurarea deformațiilor; *3* — microcomparatoare; *4* — coroană de beton cu rosturi longitudinale pentru nivelarea rocii; *5* — prese radiale fixate între bandaje de lemn; *6* — cintru metalic de sprijin; *c* — încercare cu prese plate; *1* — cameră de egalizarea presiunii; *2* — pompă; *3* — rezervor; *4* — tub de nivel; *5* — soclu de beton; *6* — presă plată betonată; *7* — șliț în masiv; *8* — manometre.

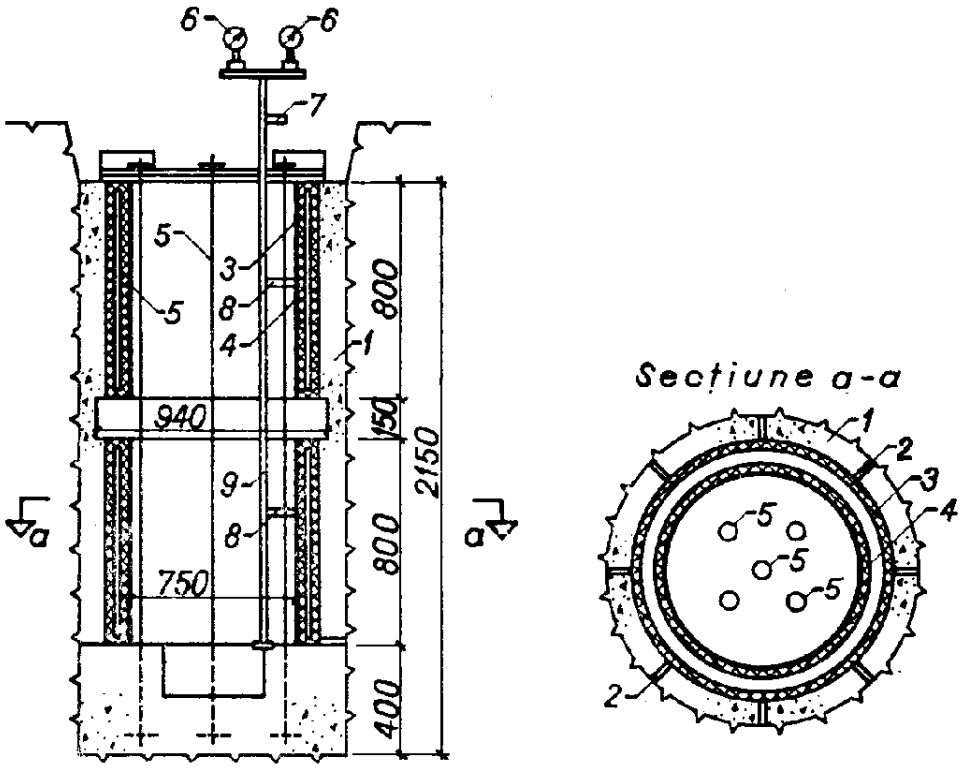


Fig. 13-41. Schema instalaţiilor la metoda puţurilor:
1 — căptuşeală de nivelare; *2* — fante radiale; *3* — cameră de cauciuc; *4* — cilindru metalic; *5* — şuruburi de strîngere; *6* — manometre; *7* — ştuţ de racord la pompă; *8* — ştuţuri de racord la camerele de cauciuc; *9* — conductă de legătură.

Din formula (18) se vede că modulul de elasticitate al betonului E_b, care este cunoscut numai cu aproximaţie, are o influenţă care creşte la rocile slabe, unde deformaţia Δr_i este mare. Acesta este marele dezavantaj al metodelor care folosesc căptuşeli de beton. Dezavantajul este înlăturat în procedeul care utilizează punerea sub presiune cu ajutorul camerelor de cauciuc (fig. 13-41). În acest sistem poate exista o căptuşeală de egalizare şi un masiv de beton pe fundul puţului de care se ancorează capacul de la partea superioară. Acesta are rolul de a preveni umflarea în sus a camerei de cauciuc care se pune sub presiune cu aer comprimat.

Măsurarea deformaţiilor puţului se poate face cu tensometre cu coarde sau electrice (în cazul punerii sub presiune cu apă) şi tensometre cu microcomparatoare (în cazul camerelor cu aer comprimat). Măsurînd deformaţiile puţului în secţiunea de mijloc şi executînd puţuri de adîncime suficient de mare, se elimină influenţa legăturilor de capăt. Metoda puţurilor are avantajul de a fi rapidă, simplă şi ieftină, dar rezultatele măsurătorilor sînt influenţate de diametrul mic al puţurilor şi mai ales, în cazul rocilor stratificate, de planul de măsurare al deformaţiilor, care este perpendicular pe planul de acţiune al presiunii hidrostatice din galeria propriu-zisă.

Un sistem de puţ experimental folosit la ansamblul de presiune al *U.H. Argeş* se prezintă în figura 13-42. Puţul are o secţiune circulară, cu diametrul mediu excavat 3,20 m şi cuprinde un tronson căptuşit cu beton şi tolă metalică şi un tronson necăptuşit. Etanşarea este realizată printr-un dop de beton încastrat în rocă

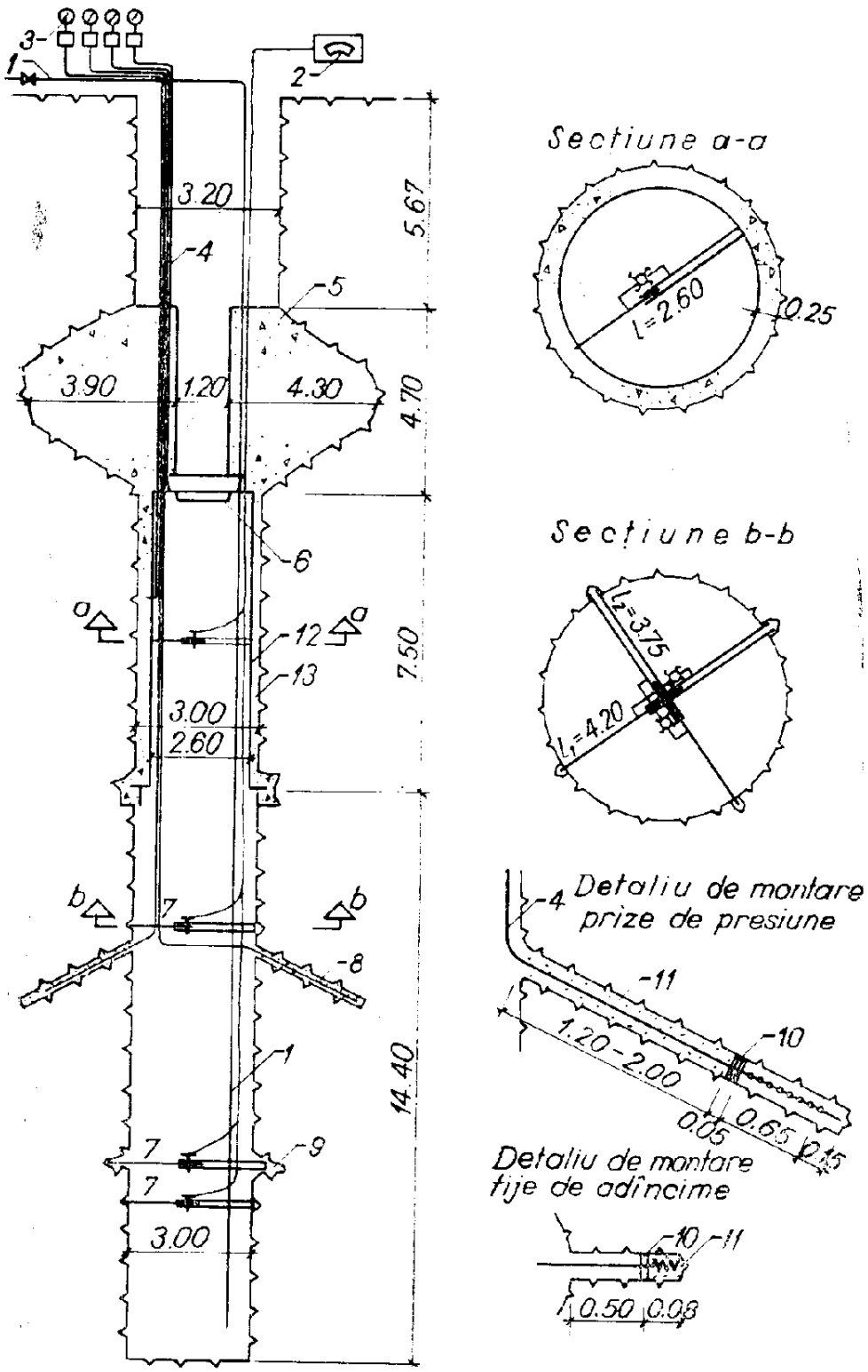


Fig. 13-42. Puţ experimental pentru probe cu apă sub presiune (U.H. Argeş):

1 — conductă de apă; *2* — punte de măsură Huggenberger; *3* — manometre cu înregistratoare; *4* — conducte de legătură; *5* — dop de etanşare; *6* — capac metalic; *7* — secţiuni de măsură a deformaţiilor; *8* — secţiuni de măsură a presiunii exterioare; *9* — secţiune de măsură a deformaţiilor în adîncime; *10* — etanşare cu rondele de tablă şi funie de cînepă; *11* — lapte de ciment; *12* — tolă metalică; *13* — tronson betonat.

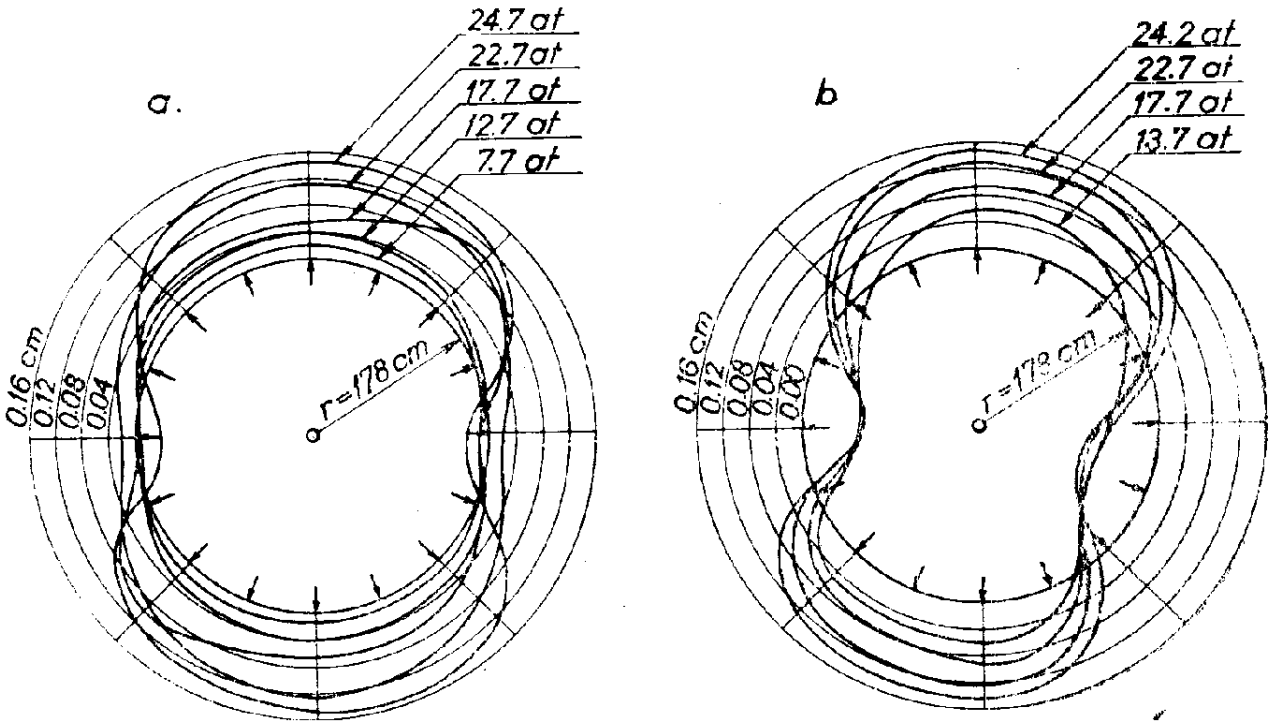


Fig. 13-43. Deformaţiile radiale ale masivului în puţul experimental:
a — la încercări în trepte cu revenire după fiecare treaptă; *b* — la încercări în trepte fără revenire.

şi un capac metalic. Măsurătorile efectuate au urmărit deformaţiile masivului în funcţie de presiune, permeabilitatea rocii şi variaţia presiunii în masiv.

Cîteva rezultate obţinute se prezintă în figurile 13-43 şi 13-44. Se constată că deformaţiile rocii nu sînt axial simetrice şi depind de şistuozitatea masivului. Deformaţiile cele mai mari se obţin pe suprafeţele perpendiculare pe şistuozitate, iar în cele situate în acelaşi plan cu şistuozitatea se obţin deformaţii negative (micşorarea diametrului) în toate treptele de încărcare. Măsurătorile arată că deformaţiile se anulează la o anumită distanţă de conturul puţului. Aceasta este cuprinsă între 0,80 şi 1,00 m, pentru presiuni interioare de 8 ... 14 atmosfere, şi 2,50 ... 3,00 m, pentru presiuni de 22 ... 25 atmosfere.

Probele de permeabilitate (fig. 13-44) au indicat valori scăzute şi creşteri lente ale infiltraţiilor pînă la presiuni de 16 ... 18 atmosfere, de la care se produce o creştere bruscă a infiltraţiilor în masiv. Această creştere indică deschiderea fisurilor. În privinţa coeficientului de rezistenţă elastică, măsurătorile arată scăderea lui odată cu creşterea presiunii (fig. 13-45).

În figura 13-45 se prezintă metoda de determinare a rezistenţei elastice a rocii prin folosirea unor galerii experimentale căptuşite sau necăptuşite, în general paralele cu traseul viitoarei galerii. În acest mod se respectă orientarea stratificaţiei masivului faţă de planul de acţiune al presiunii hidrostatice. Aceste galerii au diametre de 2...3 m (cînd este posibil este recomandabil să aibă aceleaşi dimensiuni transversale ca galeria reală) şi sînt de obicei puse sub presiune cu apă.

Aparatura de măsură se montează la mijlocul tronsonului experimental, sau dacă acest tronson este mai lung, măsurătorile se fac în mai multe secţiuni. Se folosesc instrumente cu transmitere la distanţă: tensometre acustice, tensometre

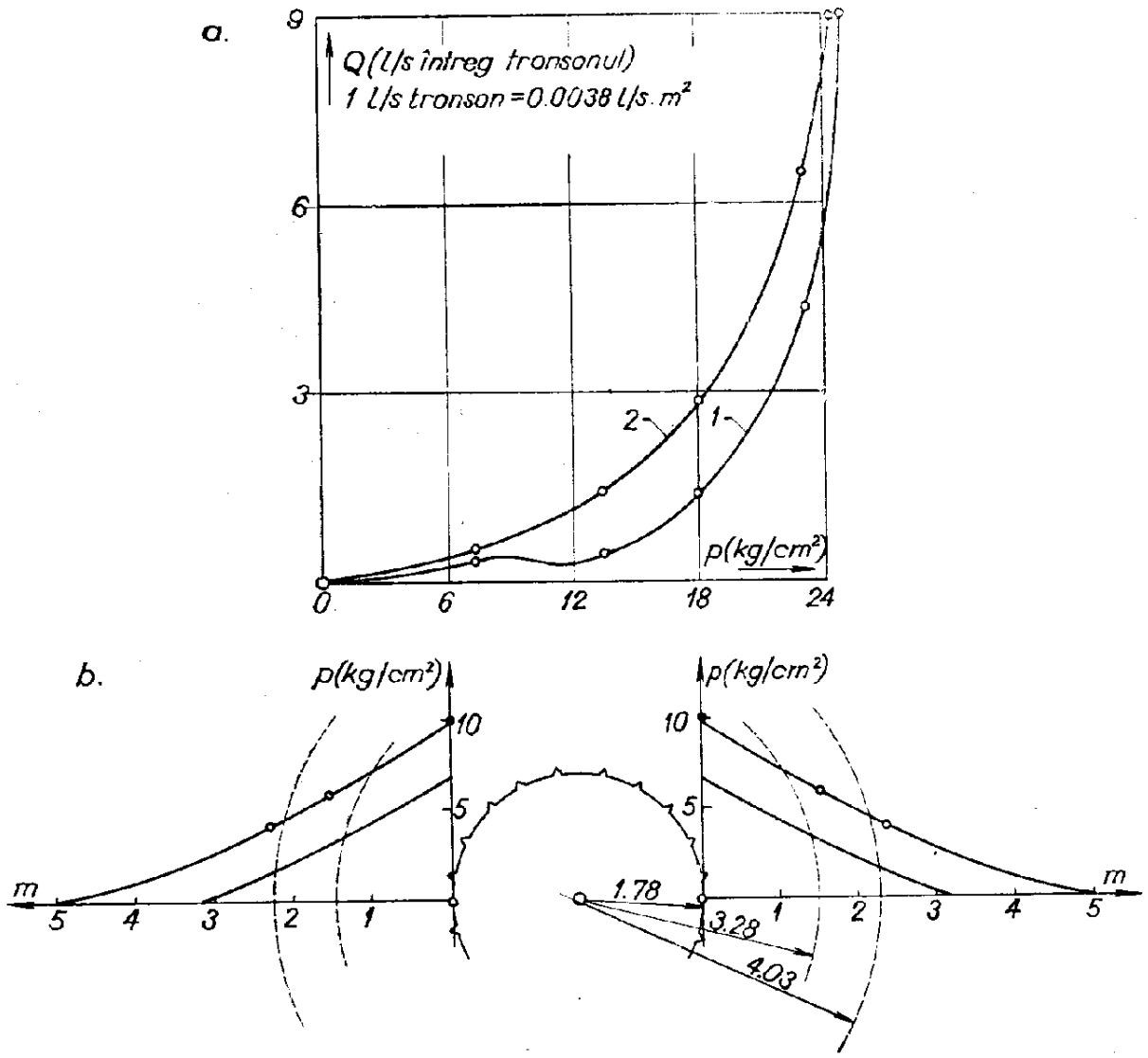


Fig. 13-44. Măsurători de permeabilitate:

a — variația debitului infiltrat cu presiunea; *1* — cicluri de trepte succesive cu revenire la 0 după fiecare treaptă; *2* — cicluri de trepte succesive fără revenire; *b* — variația presiunii apei în rocă.

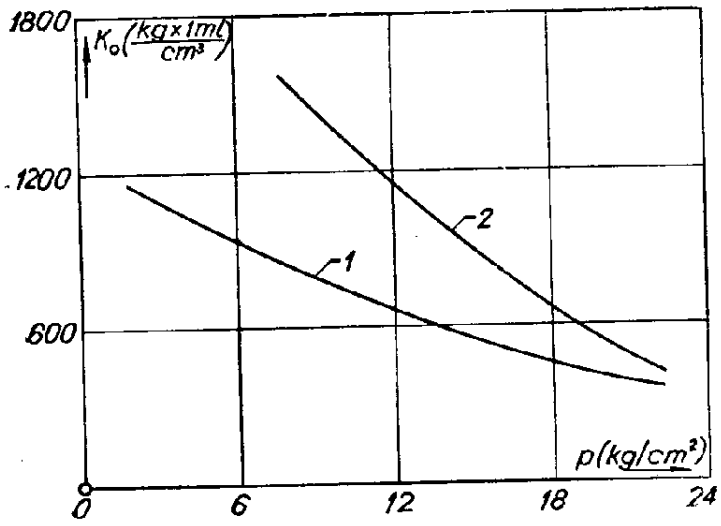


Fig. 13-45. Variația coeficientului de rezistență elastică specific cu presiunea (paragnais amfibolic). la puțul experimental U.H. Argeș:

1 — într-o secțiune mediană; *2* — într-o secțiune la partea inferioară.

electrice de tip *Huggenberger*, aparate de tip *Amsler* sau *Kieser*. Galeriile experimentale de acest tip dau rezultate mult mai apropiate de realitate, dar sînt mai costisitoare şi necesită un timp mai lung pentru încercări. La noi în ţară s-au folosit pentru determinări la aducţiunea *U H. Bicaz*.

Aparatul de măsură a deformaţiilor rocii de tip *Kieser*, care se prezintă în figura 13-45, este alcătuit dintr-un tub metalic de 400 mm diametru, prevăzut la un capăt cu o flanşă oarbă, iar la celălalt capăt legat de poarta metalică care asigură închiderea etanşă a tronsonului experimental. Tubul este aşezat în axul galeriei şi este rezemat pe suporţi metalici. Deformaţiile se măsoară în secţiuni convenabil alese. Înregistrarea deformaţiilor se face cu ajutorul unor tije telescopice radiale, ale căror extremităţi sînt încastrate în rocă sau în căptuşeala de beton. Tijele trec culisînd prin pereţii tubului, etanşeitatea fiind asigurată cu ajutorul unor presetupe. Orice deplasare a tijelor este semnalată la microcomparatoare cu o precizie de 10μ. Citirea la microcomparatoare se face cu ajutorul unui teodolit amplasat la intrarea în tronsonul experimental.

O metodă mult mai raţională constă din folosirea unui tronson de galerie gata executat care se închide cu dopuri de beton speciale şi se pune sub presiune cu apă. Aparatajul folosit este identic cu cel arătat mai înainte. În cazul cînd este executată şi căptuşeala galeriei, trebuie procedat cu multă grijă pentru a nu provoca fisurarea ei. Astfel de încercări s-au executat pentru galeria de aducţiune a *U.H. Argeş*, pe tronsoane necăptuşite.

Este de remarcat că apa infiltrată în masiv poate influenţa asupra caracteristicilor mecanice ale rocii. Metode mai recente prevăd etanşarea conturului excavat cu saci de cauciuc sau material plastic, puşi sub presiune cu aer sau apă.

În ultimul timp s-au făcut încercări de determinare a lui K_0 în caverne sferice. Au acelaşi avantaj ca şi puţurile: rapiditate şi simplitate.

Se menţionează că în cadrul încercărilor prezentate mai înainte se recomandă să se urmărească şi alte fenomene. Astfel, trebuie măsurate infiltraţiile, precum şi temperaturile rocii şi ale betonului, în cazul cînd apa cu care se creează presiunea are altă temperatură decît roca. Aceste măsurători sînt necesare pentru a aduce corecţiile corespunzătoare la calculul deformaţiilor.

§ 7. SOLICITĂRI INTERIOARE ŞI EXTERIOARE

28. Principii de bază

Căptuşelile galeriilor hidrotehnice sînt în contact cu roca pe tot conturul exterior şi ca urmare, în calculele statice trebuie să fie luată în considerare conlucrarea dintre căptuşeală şi roca înconjurătoare. Această conlucrare este un fenomen complex, greu de prins în calcule.

Masivul stîncos are proprietăţi fizico-mecanice greu de precizat şi idealizarea lui sub formă de mediu elastic, omogen şi izotrop, deşi admisă în toate metodele de calcul existente, este destul de departe de realitate. Faţă de cazul tunelelor, la care încărcările principale care acţionează sînt împingerea muntelui şi greutatea

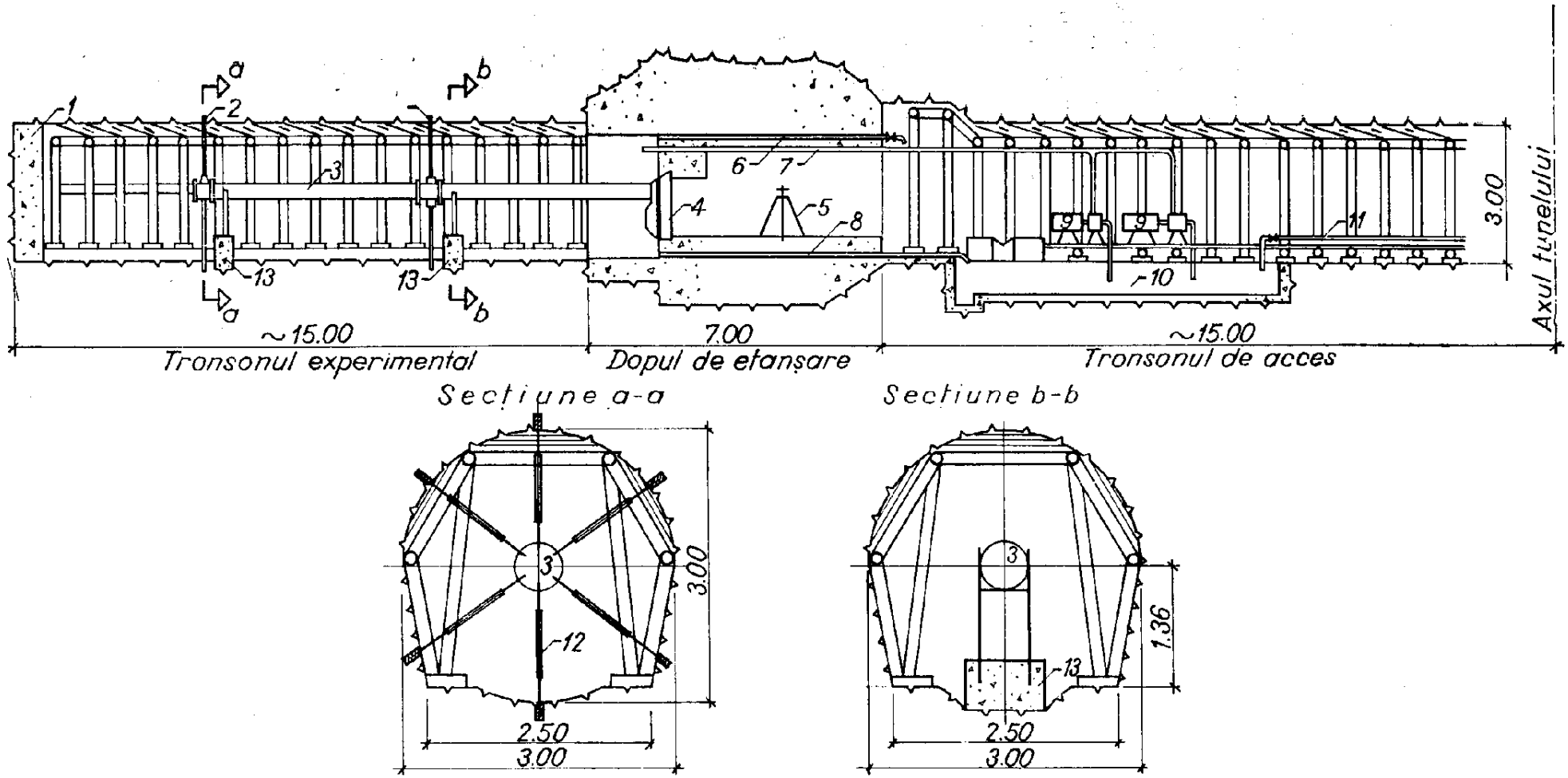


Fig. 13-46. Galerie experimentală pentru determinarea rezistenței elastice a rocii:

1 — timpan de beton; *2* — secțiuni de măsurare; *3* — aparat de măsură tip Kieser; *4* — capac metalic cu poartă; *5* — lunetă; *6* — conductă de evacuarea aerului; *7* — conductă de umplere cu apă; *8* — conductă de evacuare apă; *9* — pompă; *10* — bazin; *11* — conductă de alimentare bazin; *12* — dispozitiv de măsurare a deformațiilor; *13* — soclu.

proprie a căptuşelii, în cazul galeriilor hidrotehnice se adaugă încărcările produse de apa care curge prin galerie, cu sau fără presiune, care complică modul de lucru al căptuşelii.

Din punct de vedere static, considerarea conlucrării căptuşeală — rocă, este întotdeauna avantajoasă, deoarece o parte din încărcarea ce acţionează asupra căptuşelii este preluată de masiv. Ţinînd seama de acest fenomen dimensiunile căptuşelii se reduc. Astfel se justifică şi măsurile constructive care se iau în vederea obţinerii unei conlucrări cît mai bune între căptuşeală şi rocă.

Date fiind aspectele specifice arătate, calculele statice pentru căptuşelile galeriilor hidrotehnice se efectuează în mai multe etape, funcţie de gradul de cunoaştere a proprietăţilor fizico-mecanice ale masivului ce urmează să fie străbătut. În fazele preliminare, cînd aceste proprietăţi sînt apreciate prin analogie cu alte amplasamente, pe baza cartărilor geologice de teren, calculele sînt şi ele sumare, iar dimensiunile căptuşelilor se fixează în mod aproximativ. În fazele următoare, cînd proprietăţile fizico-mecanice ale masivului sînt determinate prin încercări de teren, calculele statice se extind, determinîndu-se soluţiile tehnice de detaliu ale căptuşelilor ca şi tehnologia de execuţie. În faza finală se recomandă şi încercarea tipurilor de căptuşeli adoptate, pe tronsoane experimentale, pentru a verifica comportarea lor în natură şi a alege soluţiile optime.

În faza de execuţie, funcţie de elementele noi care apar în subteran, se fac adaptările necesare şi în unele cazuri se revăd chiar soluţiile admise pe anumite zone.

29. Forţele care acţionează asupra căptuşelilor

Forţele care acţionează asupra căptuşelilor se grupează în mai multe categorii: încărcări principale, încărcări secundare, încărcări extraordinare.

Încărcările principale sînt următoarele:

F_1 — împingerea muntelui, verticală şi orizontală;

F_2 — greutatea proprie a căptuşelii;

F_3 — presiunea hidrostatică a apei din galerie corespunzătoare nivelului de retenţie maxim normal (la galeriile sub presiune această încărcare se împarte în greutatea apei care umple galeria şi în presiunea hidrostatică interioară dată de înălţimea liniei piezometrice măsurată la cheia galeriei);

F_4 — presiunea hidrostatică exterioară a apelor subterane în regim de infiltraţie stabilizat, cu funcţionarea normală a sistemului de drenaj (această încărcare se împarte, analog cu F_3, în subpresiunea egală cu greutatea volumului de apă dislocuit şi în presiunea hidrostatică exterioară dată de înălţimea liniei piezometrice a apei de infiltraţie măsurată la cheia galeriei);

F_5 — suprapresiunea dinamică a apei din galeriile sub presiune (în cazul aducţiunilor sub presiune această încărcare apare la oprirea bruscă a centralei hidroelectrice, iar la galeriile de fugă sub presiune apare la pornirea bruscă a centralei);

F_6 — încărcările din precomprimarea căptușelii, în cazul căptușelilor precomprimate (de exemplu, presiunea suspensiei de ciment în cazul injecțiilor de mare presiune executate în exteriorul căptușelii);

F_7 — solicitările produse de schimbările de temperatură, contracția și umflarea betonului;

F_8 — reacțiunea elastică a rocii care, fiind o încărcare favorabilă, trebuie luată în considerație numai cînd există siguranța existenței ei.

Încărcările secundare sînt următoarele:

F_3' — presiunea hidrostatică interioară a apei din galerie în cazul nivelului de retenție catastrofal;

F_4' — presiunea hidrostatică exterioară a apelor subterane în cazul funcționării defectuoase a sistemului de drenaj;

F_9' — forțe provenite din mecanizarea lucrărilor de execuție.

Încărcările extraordinare se consideră forțele seismice.

Încărcările prezentate se combină în ipotezele cele mai defavorabile, funcție de posibilitatea apariției lor simultane. Se recomandă următoarele combinații:

— *cazul I de exploatare:* $F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7 + F_8$;

— *cazul II de exploatare:* $F_1 + F_2 + F_5 + F_6 + F_7 + F_8 + F_3' + F_4'$;

— *cazul perioadei de construcție:* $F_1 + F_2 + F_4 + F_6 + F_8 + F_9'$.

În cazul perioadei de construcție încărcarea F_6, dacă există, se consideră majorată la valoarea de precomprimare din timpul execuției.

În cazurile de încărcare indicate mai sus, coeficienții de siguranță se iau diferențiat, conform recomandărilor din standarde.

30. Considerații asupra calculelor statice

Căptușelile galeriilor hidrotehnice, în funcție de natura rocii și de destinația galeriei, pot avea forma unui contur închis sau deschis. Tipul și grosimea unei căptușeli se aleg și în funcție de alți factori ca: deranjamentele produse în masiv prin excavarea golului și prin explozii, spațiul liber rămas între căptușeală și rocă, starea de efort din masiv, curgerea lentă a betonului și a rocii etc.

Căptușelile sub formă de contur închis se aplică în special la galeriile sub presiune. La aceste galerii forma conturului este de obicei circulară și grosimea constantă. În cazul galeriilor cu curgere liberă forma conturului poate fi tot circulară sau o formă apropiată de aceasta (v. fig. 13-19). Căptușelile sub formă de contur deschis se folosesc în mod exclusiv la galeriile cu curgere liberă, executate în roci relativ tari (v. fig. 13-19, 13-20). În calculul static, căptușeala se consideră un cilindru de lungime infinită, cu pereți groși, de grosime constantă sau variabilă, situat într-un mediu elastic, infinit, omogen și izotrop.

Ca urmare a modului în care sînt alcătuite, o cotă parte din încărcările care acționează asupra căptușelilor galeriilor sînt preluate de mediul elastic înconjurător, masivul de rocă. Cota parte din încărcări care este preluată de masiv depinde

de rigiditatea căptuşelii şi de caracteristicile elastice ale masivului de rocă. Conlucrarea căptuşeală-masiv se asigură prin contactul direct dintre căptuşeală şi rocă, realizat prin măsurile constructive amintite.

În rocile stîncoase, la care eforturile pe conturul excavaţiei nu depăşesc eforturile de rupere, sau acolo unde împingerea masivului este preluată printr-o susţinere provizorie (ajungînd într-un stadiu de echilibru înainte de executarea căptuşelii definitive), necesitatea efectuării unui calcul la presiunea masivului dispare. Aplicarea unor susţineri provizorii, realizate dintr-o coroană circulară de ancore plantate în rocă, favorizează formarea unui suport circular care preia solicitările din masiv.

La galeriile de mare presiune, încărcarea importantă, care determină grosimea căptuşelii, este presiunea interioară a apei. Greutatea proprie a căptuşelii, produce în acest caz eforturi mici comparativ cu prima şi se poate neglija, iar presiunea exterioară de multe ori lipseşte. Se iau în considerare, dacă este cazul, solicitările produse de schimbările de temperatură şi evident încărcările din precomprimarea căptuşelilor.

La galeriile de mică presiune sau cele cu curgere liberă se iau în considerare şi celelalte încărcări, aşa cum s-au prezentat mai înainte.

§ 8. CALCULUL CĂPTUŞELILOR PENTRU GALERII CU CURGERE LIBERĂ SAU CU PRESIUNE REDUSĂ

31. Reacţiunile mediului înconjurător

În cazul căptuşelilor pentru galerii cu curgere liberă sau cu presiune redusă, solicitările care produc momente încovoietoare sînt de acelaşi ordin de mărime cu solicitările axial-simetrice şi, ca urmare, trebuie luate în considerare.

Încărcările din greutatea proprie, împingerea verticală a muntelui, greutatea apei din interior şi exterior au ca rezultantă o forţă verticală. Această rezultantă este preluată de masiv prin reacţiunea elastică, care depinde de rigiditatea căptuşelii şi a mediului înconjurător.

În cazul rocilor moi, la care se admite reacţiunea elastică de valoare nulă $K_0 = 0$, rigiditatea cilindrului (căptuşelii) fiind foarte mare în raport cu a masivului, el nu se deformează ci doar se deplasează pe verticală cu cantitatea Δ (fig. 13-47, *b*). În urma deplasării, apar reacţiunile terenului pe semicircumferinţa de jos, care, în ipoteza acţiunii normale pe extradosul cilindrului, au o repartiţie cosinusoidală (fig. 13-48, *a*):

$$q = q_v \cos \varphi, \tag{19}$$

unde:

q_v — reacţiunea în dreptul diametrului vertical, care se determină din ecuaţia de echilibru pe verticală;

φ — unghiul măsurat între raza punctului unde se calculează reacţiunea şi axa verticală.

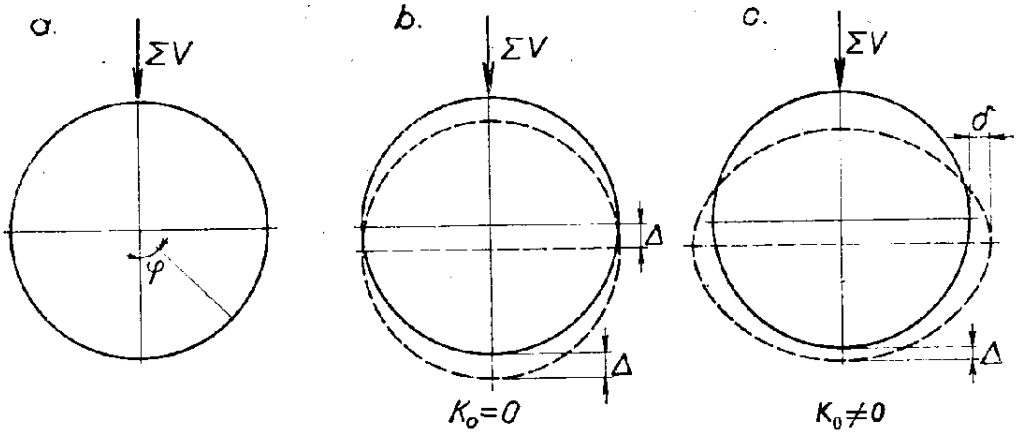


Fig. 13-47. Deformarea căptușelilor sub acțiunea încărcărilor verticale:
a — schemă; *b* — cazul $K_0 = 0$; *c* — cazul $K_0 \neq 0$.

În cazul rocilor mai tari, sub acțiunea rezultantei verticale, cilindrul se deformează luînd o formă eliptică (fig. 13-47, *c*). În dreptul diametrului orizontal va apare reacțiunea elastică $q_0 = K\delta$, iar în dreptul diametrului vertical $q_v = K\Delta$, unde K este coeficientul de rezistență elastică a rocii (fig. 13-48, *b*).

Există o zonă la partea superioară care nu se deplasează spre masiv și deci aici nu vor apare reacțiuni elastice (această zonă corespunde unui unghi la centru de circa 90°). Pentru calculul efectiv al reacțiunilor elastice se obișnuiește ca egalarea deformațiilor căptușelilor și masivului să se facă numai în dreptul diametrului orizontal. Din această egalitate se determină q_0. Pentru restul reacțiunilor elastice de pe contur se admit legi de variație care să fie cît mai apropiate de repartiția reacțiunilor constatată prin măsurători directe. Din ecuația de echilibru a forțelor pe verticală se determină q_v. Astfel sînt determinate reacțiunile elastice pe tot con-

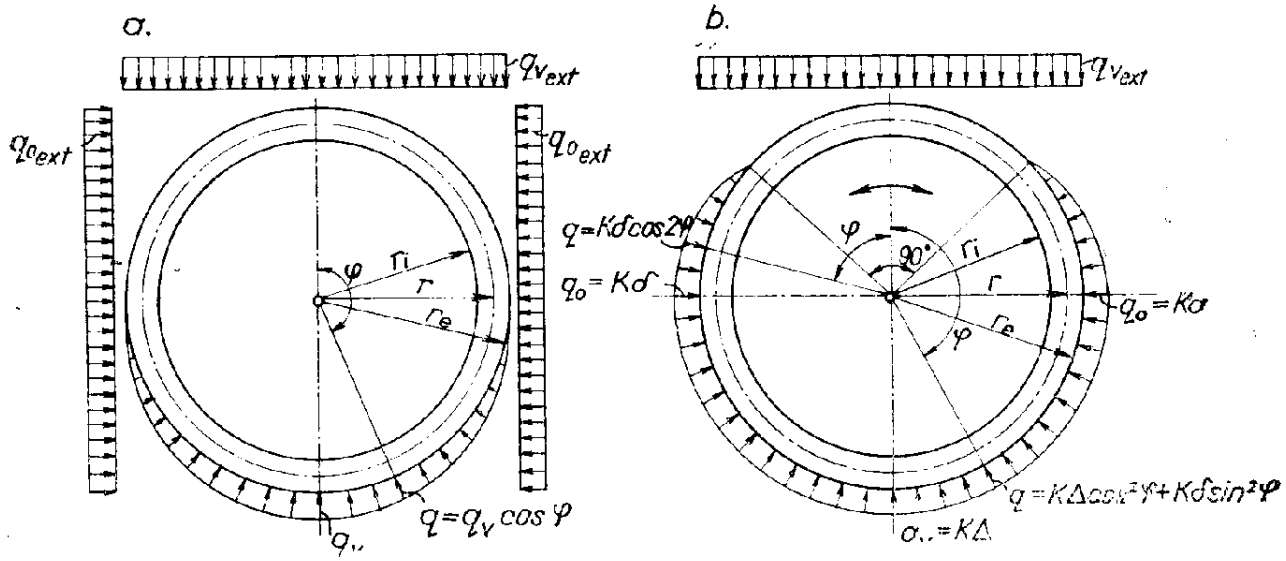


Fig. 13-48. Scheme de calcul pentru căptușeli circulare:
a — cazul $K_0 = 0$; *b* — cazul $K_0 \neq 0$.

turul, fără a mai fi necesar să se scrie egalitatea deformațiilor rocă-masiv în fiecare punct.

În cazul greutății apei din exterior, care are rezultanta orientată de jos în sus, schema de calcul este analoagă, dar reacțiunile elastice apar la partea superioară. Pentru împingerea laterală a muntelui, care apare în general numai la roci unde nu se poate conta pe rezistența elastică, schema de calcul se reduce la un cilindru cu pereți groși, acționat de două încărcări uniform distribuite de-a lungul diametrului vertical (fig. 13-48, *b*).

Pe baza celor arătate, în figura 13-48 se prezintă schemele de calcul ale căptușelilor circulare la solicitări verticale și orizontale. Pentru solicitări axial simetrice (de exemplu cele radiale din presiunea hidrostatică peste cheie), reacțiunea elastică a rocii se consideră uniform repartizată pe contur.

Pentru căptușelile închise necirculare, schema de calcul se păstrează, intervenind modificări în repartiția reacțiunii elastice, datorită formei căptușelii. La fel se procedează și în cazul căptușelilor deschise. Spre exemplu în figura 13-49, *a* schema de calcul constă dintr-un arc dublu încastrat elastic în rocă. În figura 13-49, *b* schema de calcul este tot un arc dublu încastrat elastic, dar ca urmare a deformării pereților laterali spre rocă, pe ei vor apare reacțiuni elastice. La al treilea sistem (fig. 13-49, *c*), bolta superioară reprezintă tot un arc dublu încastrat în pereții laterali; aceștia din urmă sînt niște ziduri de sprijin încastrate în fundație, mărginite lateral de rocă.

În toate schemele de calcul se presupune că de-a lungul axei galeriei nu variază încărcările și dimensiunile căptușelii, deci calculul se face pentru 1 m de căptușeală.

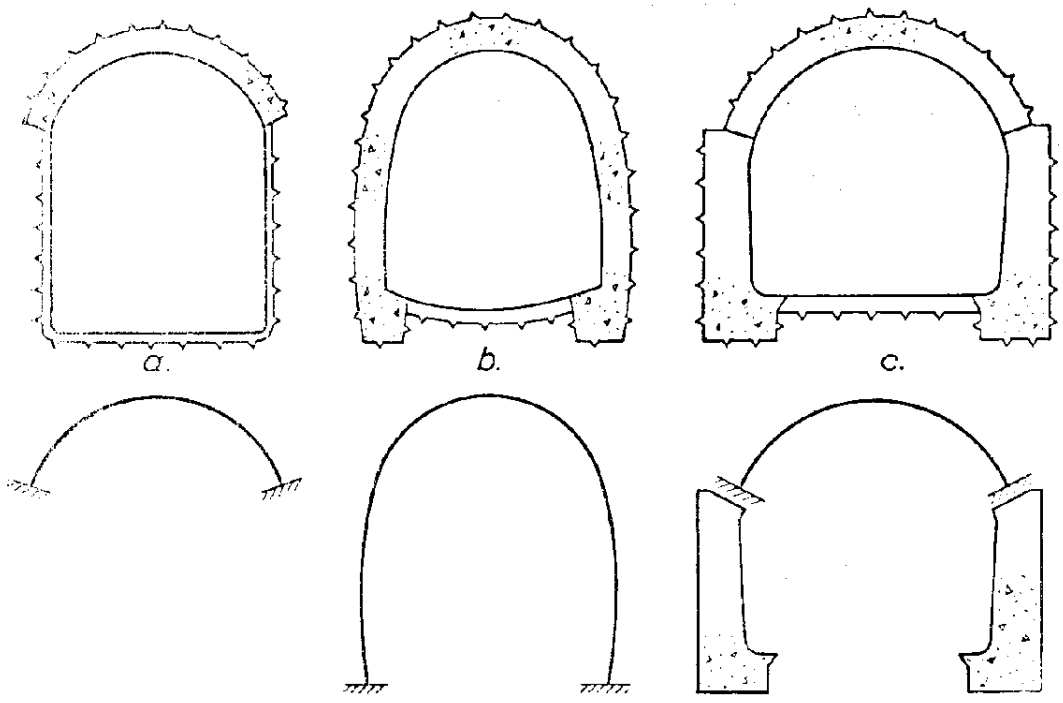


Fig. 13-49. Scheme de calcul pentru căptușeli de secțiuni necirculare:
a — boltă încastrată în rocă; *b* — boltă cu pereți încastrați în rocă; *c* — boltă rezemată pe pereți rigizi încastrați în fundație.

32. Calculul solicitărilor

Formulele pentru calculul căptușelilor circulare de grosime constantă la încărcări axial simetrice sînt prezentate în paragraful următor. În acest paragraf se dau formulele de calcul pentru restul încărcărilor [2].

Aplicînd metodele clasice de calcul pentru căptușelile circulare și admițînd diverse legi de distribuție pentru încărcările și reacțiunile de pe contur, se pot deduce solicitările M (momente încovoietoare) și N (forțe normale) din pereții căptușelii. Dacă se notează cu q legea de distribuție a încărcării, aceste solicitări se calculează cu relații de forma:

$$\begin{aligned} M &= mqr_i^2; \\ N &= nqr_i; \end{aligned} \tag{20}$$

unde m și n sînt coeficienți care depind de poziția secțiunii φ și de caracteristicile elastice ale căptușelii E_b, I_b și ale masivului K

$$\begin{aligned} m &= f_1(\varphi, K, E_b, I_b); \\ n &= f_2(\varphi, K, E_b, I_b). \end{aligned} \tag{21}$$

Cînd nu se consideră rezistența elastică a rocii, coeficienții m și n depind numai de φ. În tabelul 13-7 se dau valorile coeficienților m și n referitoare la diferite încărcări.

Pentru greutatea apei din exterior apar două valori, funcție de îndeplinirea sau neîndeplinirea condiției de stabilitate la plutire. Pentru a avea stabilitate la plutire trebuie îndeplinită condiția:

$$2\gamma r_e \leqslant 1{,}273q + 4g\frac{r}{r_e} \tag{22}$$

unde:

γ — greutatea volumetrică a apei, în t/m^3;
q — împingerea verticală a muntelui, în t/m^2;
g — greutatea unui m^2 de căptușeală, în t/m^2;
r — raza medie a căptușelii, în m;
r_e — raza exterioară a căptușelii, în m.

În cazul considerării rezistenței elastice a rocii în tabelul 13-8 se dau formulele recomandate de *Bugaeva*, care admite o repartiție a rezistenței elastice de forma indicată în figura 13-48, *b*, cu următoarele legi de variație:

— pentru partea superioară a circumferinței:

$$\frac{\pi}{4} \leqslant \varphi \leqslant \frac{\pi}{2} \qquad q = K\delta \cos 2\varphi; \tag{23}$$

— pentru partea inferioară a circumferinței:

$$\frac{\pi}{2} \leqslant \varphi \leqslant \pi \qquad q = K\delta \sin^2 \varphi + K\Delta \cos^2 \varphi, \tag{24}$$

unde δ, Δ sînt deplasările radiale în dreptul diametrului orizontal și respectiv vertical (celelalte notații conform fig. 13-47).

Coeficienții m și n în ipoteza $K_o=0$

Tabelul 13-7

Secțiunea	Valori	Impingerea verticală a muntelui repartizată uniform pe orizontală $q(t/m^2)$	Impingerea laterală a muntelui repartizată uniform pe verticală $q_{lat}(t/m^2)$	Greutatea proprie a căptușelii $q(t/m^2)$	Greutatea apei din interior $\gamma \cdot r_i\ (t/m^2)$	Greutatea apei din exterior	
						Cînd galeria e stabilă la plutire $\gamma \cdot r_e\ (t/m^2)$	Cînd galeria plutește $\gamma \cdot r_e\ (t/m^2)$
$\varphi=\frac{\pi}{4}$	m	$(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)(0.163\alpha_o-0.064)$	$-0.25\alpha_o(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)$	$0.273(1+\frac{\alpha^2}{2})$	$0.137(1+\frac{\alpha}{2})$	$-0.137(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)$	$0.137(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)$
cheie	n	$(1+\alpha)(0.212\alpha_o-0.159)$	$1+\alpha$	0	-0.5	$0.5(1+\alpha)$	$1.5(1+\alpha)$
$\varphi=\frac{\pi}{2}$	m	$-(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)(0.125\alpha_o+0.095)$	$0.25\alpha_o(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)$	$-0.297(1+\frac{\alpha}{2})^2$	$-0.149(1+\frac{\alpha}{2})$	$0.149(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)$	$-0.149(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)$
naștere	n	$1+\alpha$	0	$1.571(1+\frac{\alpha}{2})$	-0.215	$0.215(1+\alpha)$	$1.785(1+\alpha)$
$\varphi=0$	m	$(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)(0.087\alpha_o+0.109)$	$-0.25\alpha_o(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)$	$0.273(1+\frac{\alpha}{2})^2$	$0.137(1+\frac{\alpha}{2})$	$-0.137(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)$	$0.137(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)$
radier	n	$(1+\alpha)(0.795-0.212\alpha_o)$	$1+\alpha$	$2(1+\frac{\alpha}{2})$	-0.5	$0.5(1+\alpha)$	$1.5(1+\alpha)$

Notații : $\alpha=\frac{h}{r_i}$, $\alpha_o=2-\frac{r_e}{r}=2-\frac{1+\alpha}{1+\frac{\alpha}{2}}$

Coeficienții m și n în ipoteza $K_o \neq 0$

Tabelul 13-8

Secțiunea	Valori m n	Împingerea verticală a munțelui repartizată uniform pe verticală $q\,(t/m^2)$	Greutatea proprie a căptușelii $q\,(t/m^2)$	Greutatea apei din interior $\delta \cdot r_i\,(t/m^2)$	Greutatea apei din exterior (galeria stabilă la plutire) $\delta \cdot r_e\,(t/m^2)$
$\varphi=\pi$	m	$(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)[0.1628\alpha_o+0.0872-$ $-0.0070\,m_o(1-\alpha_o)]$	$(1+\frac{\alpha}{2})^2(0.34470-0.02198\,m_o)$	$(1+\frac{\alpha}{2})(0.17240-0.01097\,m_o)$	$-(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)(0.17240-0.01097\,m_o)$
cheie	n	$(1+\alpha)[0.2122\,\alpha_o-0.2122+$ $+0.0210\,m_o(1+\alpha_o)]$	$(1+\frac{\alpha}{2})(-0.16670+0.06592\,m_o)$	$-0.58385+0.03294\,m_o$	$-(1+\alpha)(-0.58385+0.03294\,m_o)$
$\varphi=\frac{\pi}{2}$	m	$(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)[-0.1250\alpha_o-0.1250+$ $+0.00825\,m_o(1+\alpha_o)]$	$(1+\frac{\alpha}{2})^2(-0.30280+0.02589\,m_o)$	$(1+\frac{\alpha}{2})(-0.19638+0.01294\,m_o)$	$-(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)(-0.19638+0.01294\,m_o)$
naștere	n	$(1+\alpha)\ [1+0.00575\,m_o\,(1+\alpha_o)\ ]$	$(1+\frac{\alpha}{2})(1.57080+0.01804\,m_o)$	$-0.21460+0.00903\,m_o$	$-(1+\alpha)(-0.21460+0.00903\,m_o)$
$\varphi=0$	m	$(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)[0.0872\,\alpha_o+0.1628-$ $-0.00837\,m_o(1+\alpha_o)]$	$(1+\frac{\alpha}{2})^2(0.4405-0.0262\,m_o)$	$(1+\frac{\alpha}{2})(0.22027-0.01312\,m_o)$	$-(1+\frac{\alpha}{2})(1+\alpha)(0.22027-0.01312\,m_o)$
radier	n	$(1+\alpha)[-0.2122\alpha_o+0.7122+$ $+0.0224\,m_o(1+\alpha_o)]$	$(1+\frac{\alpha}{2})(1.7375-0.0701\,m_o)$	$-0.63125+0.03509\,m_o$	$-(1+\alpha_o)(-0.63125+0.03509\,m_o)$

Notații: $\alpha=\frac{h}{r_i}$, $\alpha=2-\frac{r_e}{r}=2-\frac{1+\alpha}{1+\frac{\alpha}{2}}$; $m_o=\frac{1}{6.0641b+\frac{E_b I_b}{r^3 r_e K b}}$

În formulele din tabelul 13-8 împingerea verticală a muntelui se consideră uniform repartizată, iar cea laterală se neglijează. Formulele pentru greutatea apei din exterior sînt valabile cînd nu apare fenomenul de plutire, galeria fiind fără apă la interior. Această condiţie este îndeplinită cînd sînt satisfăcute relaţiile următoare:

$$\left[0{,}04167\,(1+\alpha_0)\,q + 0{,}13081\,\frac{r}{r_e}\,g\right] > 0{,}06541\,\gamma r_e \times$$

$$\times\left\{1{,}5\,q + 4{,}7124\,\frac{r}{r_e}\,g - \left[0{,}0122(1+\alpha_0)\,q + 0{,}03833\,\frac{r}{r_e}\,g\right]m_0\right\}\left(\frac{3\pi}{4} - \right. \qquad (25)$$

$$\left. - 0{,}01915\,m_0\right) > \gamma r_e$$

unde:

$$m_0 = \frac{1}{0{,}0641b + \dfrac{E_b I_b}{r^3 r_e K b}}; \qquad \alpha = \frac{h}{r_i}; \qquad \alpha_0 = 2 - \frac{r_e}{r} = 2 - \frac{1+\alpha}{1+\frac{\alpha}{2}}$$

unde: h — grosimea căptuşelii;

b — lungimea de calcul a căptuşelii.

Cînd condiţia de plutire nu este îndeplinită, valorile m şi n se iau din tabelul 13-7, fără considerarea rezistenţei elastice a rocii. Considerarea rezistenţei elastice a rocii conduce la micşorarea solicitărilor din căptuşeală şi în consecinţă, la aceeaşi încărcare exterioară, eforturile calculate după tabelul 13-8 sînt mai mici decît cele rezultate din tabelul 13-7

O problemă dificilă constă în evaluarea presiunii exterioare, care în fiecare caz concret se apreciază funcţie de condiţiile locale. Uneori, pentru siguranţă, presiunea exterioară se consideră egală cu o coloană de apă avînd înălţimea egală cu grosimea stratului de rocă de deasupra galeriei. Eforturile corespunzătoare se calculează fără a se ţine seama de rezistenţa elastică a rocii.

Ing. *G. Luca* a întocmit tabele şi diagrame de calcul, care permit determinarea directă a solicitărilor M, N din pereţii galeriei cît şi alegerea expeditivă a grosimii căptuşelii [11].

La căptuşelile deschise, de forma celor prezentate în figura 13-49, se consideră ca încărcări principale împingerea muntelui şi greutatea proprie. De cele mai multe ori forma bolţii este circulară, cu raza constantă; datorită dificultăţilor de execuţie, se folosesc mai rar bolţi mîner de coş sau parabolice. Grosimea căptuşelii este constantă de obicei, sau cu uşoare îngroşări spre naşteri, după legi care să permită simplificări în calculele statice.

§ 9. CALCULUL CĂPTUŞELILOR PENTRU GALERII CIRCULARE SUB PRESIUNE

33. Consideraţii generale

În cazul galeriilor sub presiune solicitarea principală este dată de presiunea apei din interior. Dat fiind că solicitările şi forma geometrică a căptuşelii (de grosime constantă) sînt axial simetrice, deformaţiile vor fi tot axial simetrice iar eforturile unitare de un singur semn pe tot conturul.

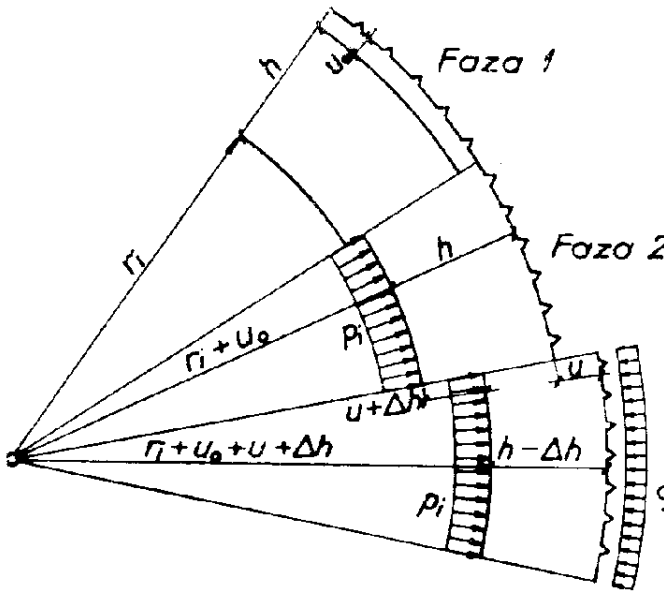


Fig. 13-50. Fazele de lucru ale căptușelilor galeriilor sub presiune.

În figura 13-50 se prezintă schematic fazele de lucru ale căptușelii sub acțiunea presiunii hidrostatice interioare. Se presupune că în faza inițială între căptușeală și masiv există un interspațiu gol u_0, datorită defectelor de execuție a căptușelii, contracției betonului, contracțiilor din scăderile de temperatură etc. Deci în *faza 1*, sub acțiunea presiunii hidrostatice interioare, căptușeala se deformează liber, fără conlucrare cu masivul, pînă la realizarea contactului căptușeală-masiv *(faza 2)*. În *faza 3* căptușeala se deformează conlucrînd cu masivul, mărindu-și raza interioară la $r_i + u_0 + u + \Delta h$, micșorîndu-și grosimea cu Δh și avînd la conturul exterior deplasarea u odată cu masivul.

Masivul primește această deplasare u, opunînd pe contur o rezistență axial simetrică q — presiunea elastică a masivul — care descarcă căptușeala. Mărimea presiunii elastice depinde de caracteristicile elastice ale căptușelii și ale masivului, precum și de factori suplimentari ca: deranjamentele produse în masiv prin excavarea golului și prin explozii, variațiile de temperatură ale apei și masivului, acoperirea de rocă deasupra galeriei, contracția și umflarea betonului, curgerea lentă și permeabilitatea materialului căptușelii și a masivului, gradul și presiunea de injectare în spatele căptușelii. O parte din efectul factorilor suplimentari enumerați se poate considera prin admiterea interspațiului gol u_0.

Din egalarea deplasărilor dintre căptușeală și masiv, se determină q, adică partea cu care contribuie masivul la preluarea presiunii interioare. Astfel, funcție de eforturile admise în căptușeală, rezultă grosimea acesteia. De dorit este ca o parte cît mai mare din presiunea hidrostatică interioară să fie preluată de masiv.

34. Eforturi din presiunea hidrostatică

Calculul eforturilor din căptușeală poate fi făcut admițînd starea de deformație plană sau starea de efort plană, planul solicitărilor fiind normal pe axul galeriei. În rezolvările practice se admite de obicei ipoteza stării de deformație plană.

În literatură există foarte multe rezolvări ale problemei, care conduc uneori la diferențe importante între rezultate, funcție de ipotezele admise. *Galerkin* [12]

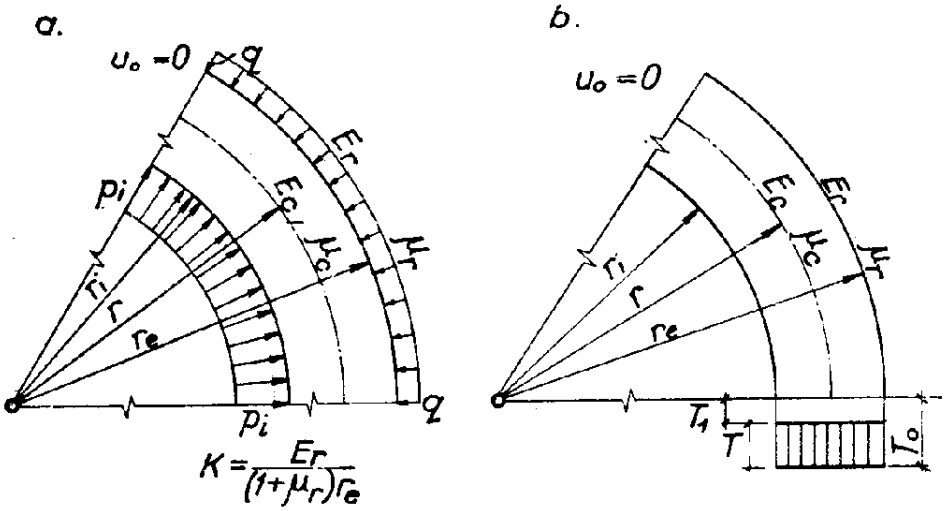


Fig. 13-51. Scheme pentru calculul eforturilor în căptuşeli circulare de grosime constantă (după Galerkin):
a — la presiune hidrostatică; *b* — la temperatură.

presupune căptuşeala în contact permanent ($u_0 = 0$) cu mediul elastic înconjurător. Caracteristicile lui elastice se exprimă prin coeficientul de rezistenţă elastică K şi coeficientul lui Poisson μ_r, valori ce se presupun constante în tot masivul. În ipoteza stării de deformaţie plane se obţin următoarele expresii pentru eforturile unitare şi deformaţiile specifice (fig. 13-51, *a*):

$$\sigma_r = 2A + \frac{B}{r^2} \qquad \varepsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r} = \frac{1+\mu_b}{E_b}[(1-\mu_b)\sigma_r - \mu_b\sigma_t];$$

$$\sigma_t = 2A - \frac{B}{r^2} \qquad \varepsilon_t = \frac{u}{r} = \frac{1+\mu_b}{E_b}[(1-\mu_b)\sigma_t - \mu_b\sigma_r]; \tag{26}$$

$$\sigma_z = 4\mu_b A.$$

Valorile coeficienţilor A şi B se determină din condiţiile de pe contur:

$$\begin{aligned} &- \textit{pentru } r = r_i \qquad \sigma_r = -p_i; \\ &- \textit{pentru } r = r_e \qquad \sigma_r = -q. \end{aligned} \tag{27}$$

Pentru q se admite ipoteza lui *Winkler*: $q = Ku$ şi în consecinţă rezultă:

$$A = -p_i \frac{r_i^2\left[1 - \frac{Kr_e}{E_b}(1+\mu_b)\right]}{2\left[r_e^2 - r_i^2 + (r_e^2 + r_i^2 - \mu_b r_e^2 + \mu_b r_i^2 - 2\mu_b^2 r_e^2)\frac{Kr_e}{E_b}\right]};$$

$$B = -p_i \frac{r_i^2 r_e^2\left[1 + \frac{Kr_e}{E_b}(1-\mu_b-2\mu_b^2)\right]}{r_e^2 - r_i^2 + \frac{Kr_e}{E_b}(r_e^2 + r_i^2 - \mu_b r^2 + \mu_b r_i^2 - 2\mu_b^2 r_e^2)}. \tag{28}$$

În relațiile (28) făcînd $K = 0$ se regăsesc formulele lui *Lamé* pentru cilindri cu pereți groși. Din analiza relațiilor obținute se pot releva unele concluzii:

— cota $\left(\frac{q}{p_i} = \alpha_q\right)$ din presiunea interioară transmisă rocii este cu atît mai mică cu cît grosimea căptușelii este mai mare;

— scăderea cotei preluate de masiv este cu atît mai importantă cu cît roca este mai slabă, în special în domeniul grosimilor de căptușeli uzuale $\left(\frac{r_e}{r_i} = 1{,}05 \ldots 1{,}2\right)$.

Relațiile de calcul pot fi folosite pentru grosimi ale stratului de rocă ce depășesc (8 ... 10) r_e. *Grișin* recomandă să se admită $K = 0$ pentru rocile cu coeficientul de tărie $f < 1{,}5$.

35. Eforturi din variațiile de temperatură

Galerkin analizează și influența temperaturii asupra stării de eforturi în căptușeală (fig. 13-51, *b*). La o variație uniformă de temperatură, solicitarea fiind axial simetrică, pereții căptușelii se dilată sau se contractă funcție de creșterea sau descreșterea temperaturii față de cea inițială, egală cu a rocii. Temperatura masivului este în general constantă T_0. Conlucrarea dintre căptușeală și masiv apare teoretic numai la creșterea de temperatură, dar aceasta nu se produce practic niciodată, deoarece temperatura apei care circulă prin galerie T_1 este întotdeauna mai mică decît a rocii. Considerînd că temperatura căptușelii este identică cu a apei care circulă prin galerie, iar masivul are temperatură constantă, atunci va apare o tendință de desprindere a căptușelii de masiv, deci de apariție a interspațiului u_0.

Pentru starea de deformație plană, punînd condițiile de contur:

$$\begin{aligned} &— \textit{pentru } r = r_i \quad \sigma_r = 0; \\ &— \textit{pentru } r = r_e \quad \sigma_r = -Ku, \end{aligned} \tag{29}$$

în ipotezele făcute de *Galerkin*, se obțin expresiile:

$$\sigma_r = -\frac{Kr_e^3 \alpha T(1+\mu_b)\left(1-\frac{r_i^2}{r^2}\right)}{r_e^2 - r_i^2 + \frac{Kr_e}{E_b}(r_e^2 + r_i^2 - \mu_b r_e^2 + \mu_b r_i^2 - 2\mu_b^2 r_e^2)};$$

$$\sigma_t = -\frac{Kr_e^3 \alpha T(1+\mu_b)\left(1+\frac{r_i^2}{r^2}\right)}{r_e^2 - r_i^2 + \frac{Kr_e}{E_b}(r_e^2 + r_i^2 - \mu_b r_e^2 + \mu_b r_i^2 - 2\mu_b^2 r_e^2)}; \tag{30}$$

$$\sigma_z = -\frac{2Kr_e^3 \alpha T \mu_b(1+\mu_b)}{r_e^2 - r_i^2 + \frac{Kr_e}{E_b}(r_e^2 + r_i^2 - \mu_b r_e^2 + \mu_b r_i^2 - 2\mu_b^2 r_e^2)} - E_b \alpha T,$$

unde α este coeficientul de dilatare al betonului, iar $T = T_0 - T_1$ temperatura de calcul.

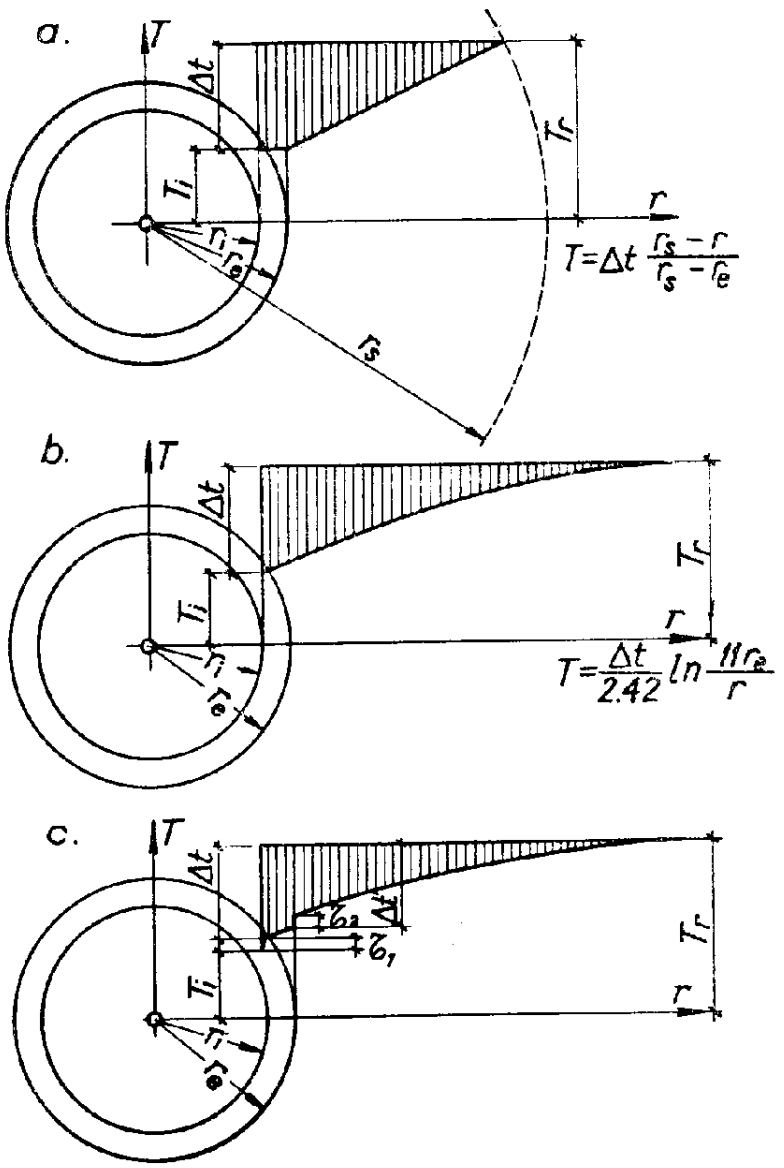


Fig. 13-52. Ipoteze privind temperatura de calcul pentru căptuşeli:
a — Timoshenko; *b* — Koechlin; *c* — Kieser.

După *Galerkin*, alţi cercetători au căutat rezolvări şi mai exacte ale problemei, admiţînd în calcul ipoteze mai apropiate de realitate. În figura 13-52 se prezintă cîteva ipoteze bazate pe introducerea unei curbe de racord între temperatura apei din galerie şi temperatura masivului.

36. Variaţia modulului de elasticitate al rocii

Unul din parametrii importanţi care intervin în calcul este modulul de elasticitate al rocii E_r. În figura 13-53 se prezintă modul cum a evoluat în timp concepţia asupra valorii modulului de elasticitate al rocii. *Galerkin* şi alţi cercetători (*Şanşiev*, *Zurabov*, *Bugaeva*, *Losaberidze*, *Lelli*, *Kastner*, *Talobre*) consideră

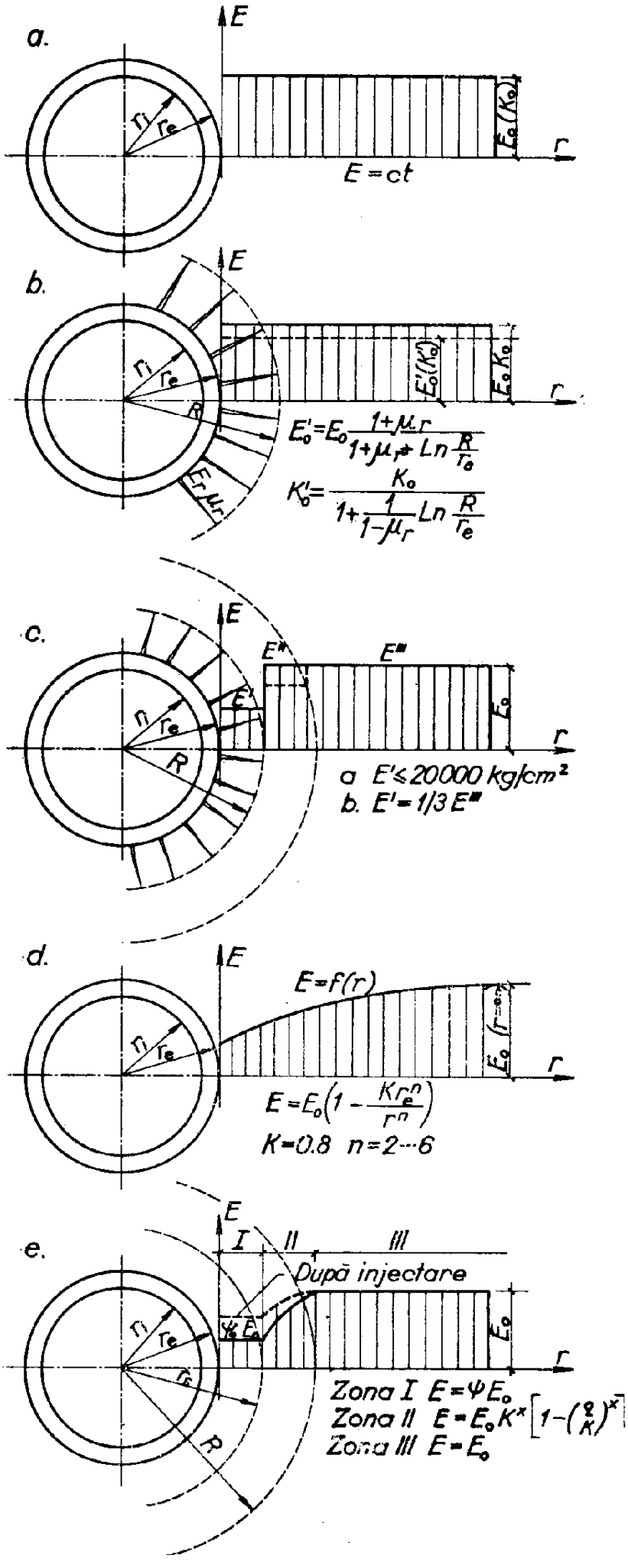


Fig. 13-53. Ipoteze asupra variației modulului de elasticitate al rocii în zona galeriilor:
a — Galerkin; *b* — Luca; *c* — Koechlin; *d* — Rukin; *e* — Stănucă.

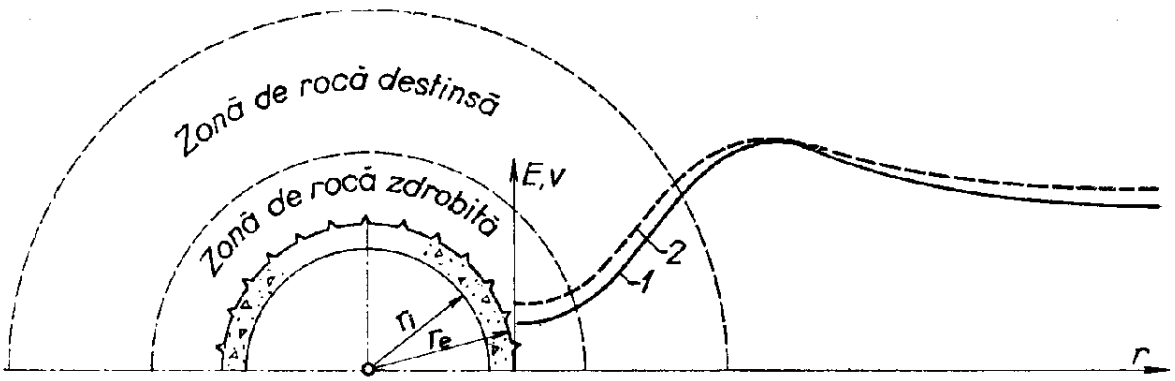


Fig. 13-54. Măsurători privind variaţia modulului de elasticitate al rocii în jurul galeriilor:
1 — modul de elasticitate; *2* — viteza sunetului în masiv.

modulul de elasticitate constant în jurul galeriei (fig. 13-53, *a*). În realitate, în vecinătatea galeriei roca este deranjată de explozii şi ca urmare modulul de elasticitate este mai mic în această zonă. Inginerii *Tache*, *Luca* şi *Vasilescu* introduc un inel fisurat în vecinătatea galeriei, dar de aceleaşi caracteristici elastice cu masivul (fig. 13-53, *b*). Alţi cercetători (*Koechlin*, *Varlet*, *Rozanov*) se apropie şi mai mult de realitate, considerînd o trecere discontinuă de la modulul de elasticitate scăzut din jurul galeriei, în două-trei etape, la modulul rocii nederanjate (fig. 13-53, *c*). *Rukin* dă o rezolvare şi mai exactă considerînd modulul de elasticitate al masivului o funcţie de rază (fig. 13-53, *d*). Ing. *A. Stănucă* propune [9] o variaţie a modulului de elasticitate al rocii în trei etape, aşa cum se prezintă în figura 13—53, *e*.

Măsurători pe teren, efectuate cu ultrasunete, arată o variaţie a modulului de elasticitate cum se prezintă în figura 13-54 [13]. Există o zonă în jurul galeriei unde modulul de elasticitate poate fi considerat constant, urmată de o zonă cu variaţie continuă, care are un maxim în dreptul zonei de concentrare a eforturilor din masiv. Prin injecţii modulul de elasticitate al zonei din jurul galeriei creşte de 1,5 ... 3 ori.

Din punctul de vedere al spaţiului gol care apare între căptuşeală şi masiv, majoritatea autorilor consideră un contact permanent între cele două elemente. *Kastner* recomandă pentru u_0 o valoare minimă, condiţionată tehnologic, de 0,2 ... 0,4 mm, iar *Varlet* ia în consideraţie interspaţiul creat prin contracţia la întărire a betonului. Valoarea cea mai importantă a acestui interspaţiu provine din scăderea de temperatură.

37. Presiunea de injectare pentru căptuşeli precomprimate

Injecţiile executate în spatele căptuşelilor galeriilor sub presiune au scopul de a umple interspaţiul dintre căptuşeală şi masiv, de a îmbunătăţi calitatea rocii deranjate de explozii prin creşterea modulului de elasticitate şi de a crea în jurul galeriei o stare de presiune, în valoare aproximativ egală cu cea a presiunii interioare. Ca urmare, cota parte de participare a masivului la preluarea presiunii interioare creşte pînă la 100%.

Valoarea presiunii de precomprimare poate fi aleasă astfel încît să creeze în căptușeală eforturi de compresiune care să anuleze eforturile de tensiune produse de presiunea interioară, sau să rezulte în final eforturi de tensiune tolerabile.

Presiunea pe inelul precomprimat scade în timp datorită influenței contracției și curgerii lente a suspensiei de ciment întărite, precum și datorită curgerii lente a masivului. Umiditatea, ridicarea temperaturii și presiunea masivului în rocile plastice produc creșterea presiunii inițiale.

Presiunea stabilizată p din spatele căptușelilor precomprimate este mai mică decît presiunea inițială p_0, datorită factorilor arătați mai sus:

$$p = \beta p_0. \tag{31}$$

Determinarea lui β se poate face teoretic sau experimental. În general β are valori cuprinse între 0,55 și 0,65, stabilizarea producîndu-se în 15 ... 30 zile.

În metoda *Zurabov-Bugaeva* presiunea p_0 se determină din condiția ca efortul unitar de compresiune produs în căptușeală, luînd în considerare și pierderile, să fie mai mare decît efortul unitar de tensiune produs de presiunea apei.

Pentru o căptușeală care conlucrează cu masivul, efortul de tensiune σ_t, produs la fibra interioară de presiunea hidrostatică, se determină cu formulele (29), (31).

Efortul de compresiune creat la aceeași fibră de presiunea exterioară de injectare, luînd în considerație și pierderile, se determină cu formula lui *Lamé:*

$$\sigma_t' = -2p_0\beta \frac{r_e^2}{r_e^2 - r_i^2} = -2p_0\beta \frac{t^2}{t^2 - 1} \quad \text{unde} \quad t = \frac{r_e}{r_i}. \tag{32}$$

Din condiția $\sigma_t' \geqslant \sigma_t$ se determină valoarea presiunii inițiale de injectare p_0:

$$p_0 \geqslant \frac{p_i}{\beta} \frac{(t^2-1)\{1 - L + t^2[1 + L(1-2\mu_b)]\}}{2t^2\{t^2 - 1 + L[t^2(1-2\mu_b) + 1]\}} \tag{33}$$

unde:

p_i — presiunea hidrostatică interioară;

$L = \frac{Kr_e(1+\mu_b)}{E_b}$;

E_b — modulul de elasticitate al betonului;

μ_b — coeficientul lui Poisson;

K — coeficientul de rezistență elastică al rocii.

Trebuie verificat ca în timpul injectării efortul din căptușeală să nu depășească efortul admisibil la compresiune σ_{ad}, deci:

$$2p_0 \frac{r_e^2}{r_e^2 - r_i^2} \leqslant \sigma_{ad}. \tag{34}$$

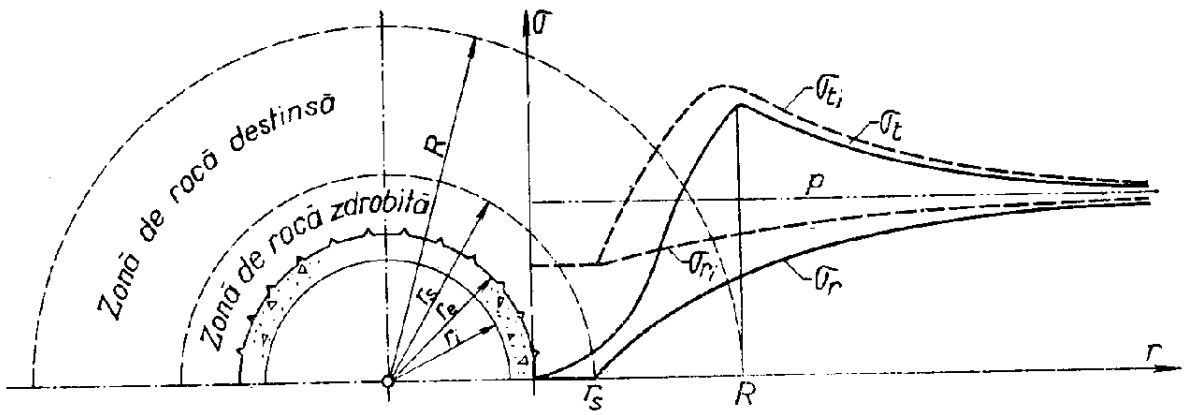


Fig. 13-55. Eforturi în masiv:
σ_r — eforturi radiale înainte de injecţii; σ_{ri} — eforturi radiale după injecţii;
σ_t — eforturi tangenţiale înainte de injecţii; σ_{ti} — eforturi tangenţiale după injecţii;
p — eforturi înainte de excavarea galeriei.

Înlocuind pe $r_e = r_i + h$, se obţine din această condiţie o relaţie pentru determinarea grosimii căptuşelii precomprimate:

$$h = r_i\left[-1 + \sqrt{\frac{\sigma_{ad}}{\sigma_{ad} - 2p_0}}\right]. \tag{35}$$

Adîncimea în rocă r_{inj}, la care trebuie făcute injecţiile de precomprimare, este delimitată de suprafaţa cilindrică pentru care eforturile produse de presiunea interioară sînt egale cu eforturile radiale în masiv. Practic r_{inj} nu se admite mai mică decît 1,8 r_e. În figura 13-55 se prezintă starea de eforturi în masiv, înainte şi după injectare.

38. Calculul căptuşelilor de beton armat şi din mai multe straturi

În calculele prezentate mai sus căptuşeala s-a considerat a fi omogenă şi dintr-un singur strat. În practică însă, foarte curent sînt aplicate căptuşelile din beton armat, cu tolă metalică sau alte tipuri, realizate din 2...3 straturi.

Pentru a ţine seama de influenţa armăturii, *Feodorov* o consideră ca pe un inel subţire continuu, a cărui grosime este suprafaţa armăturii pe metru liniar. Se admite astfel ideia alcătuirii din mai multe straturi.

Pentru calculul căptuşelilor din beton armat, *Şanşiev* introduce noţiunea de *modul de elasticitate echivalent*, prin care transformă materialul căptuşelii din neomogen în omogen:

$$E_{echiv} = E_b(1 + n\zeta)$$
$$n = \frac{E_a}{E_b}, \qquad \zeta = \frac{F_a}{F_b} \tag{36}$$

unde:

E_a — modulul de elasticitate al armăturii;
E_b — modulul de elasticitate al betonului;
F_a — aria armăturii;
F_b — aria de beton a secţiunii galeriei.

Astfel, după Șanșiev, o căptușeală de beton armat se calculează ca una din beton simplu, introducînd însă E_{echiv}. Acest mod de calcul se aplică în prezent în U.R.S.S.

Calculul căptușelilor circulare din mai multe straturi se poate face prin scrierea și rezolvarea egalității deformațiilor pe suprafețele de contact ale fiecărei perechi de inele vecine. Pentru simplificarea calculului căptușelilor din mai multe straturi *Ciligarișvili* introduce noțiunea de *modul de elasticitate redus* E^*, care se determină din relația:

$$E^* = \frac{\sum_1^n E_i h_i}{\sum_1^n h_i}, \tag{37}$$

unde E_i, h_i sînt modulii de elasticitate și grosimile succesive ale căptușelii din mai multe straturi. Folosind modulul de elasticitate redus, autorul calculează căptușeala ca fiind virtual alcătuită dintr-un singur strat și arată că diferențele față de metodele exacte sînt de $\pm 1\%$.

39. Calculul căptușelilor blindate la interior

În calculul căptușelilor cu tolă de oțel la interior [14] se fac următoarele ipoteze:

— toate eforturile sînt în limite elastice;

— contactul dintre tolă-beton și beton-rocă nu este întotdeauna perfect din cauza variațiilor de temperatură, a contracției de întărire a betonului și a defectelor de construcție;

— nu se fac sprijiniri temporare cu ancore, astfel că roca se destinde complet înainte de execuția căptușelii;

— în beton se produc fisuri atunci cînd în oțel apar eforturi de 300 kg/cm^2.

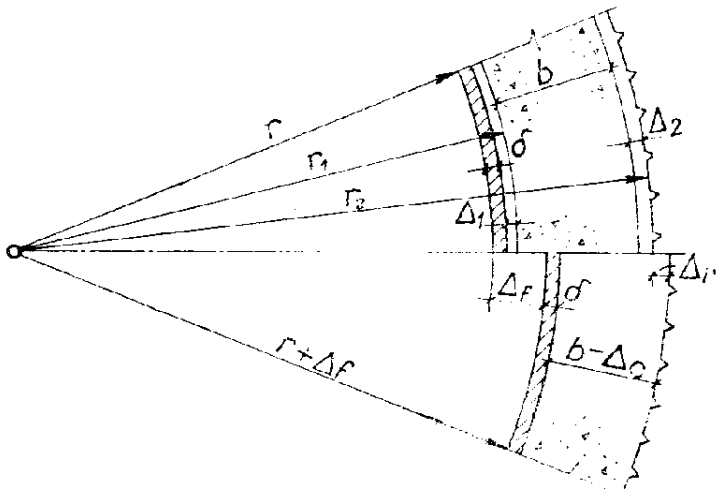


Fig. 13-56. Schemă pentru calculul căptușelilor cu tolă la interior.

Dacă se notează cu p, presiunea interioară care solicită căptușeala, virola de oțel preia o cotă parte din presiune prin eforturi tangențiale, iar o cotă parte din presiune, p_1, se transmite căptușelii de beton și apoi masivului (fig. 13-56). Se notează raportul:

$$\frac{p_1}{p} = \varepsilon. \tag{38}$$

Eforturile în virola de oţel σ_f se calculează cu formula cazanelor (cu notaţiile din figura 13-56):

$$\sigma_f = (p - p_1)\frac{r}{\delta}. \tag{39}$$

Deformaţia specifică este

$$\frac{2\pi\Delta_f}{2\pi r} = \frac{\Delta_f}{r}. \tag{40}$$

Aplicînd legea lui *Hooke* se determină deplasarea virolei de oţel:

$$\Delta_f = \frac{p - p_1}{E_f}\frac{r^2}{\delta}, \tag{41}$$

unde E_f este modulul de elasticitate al oţelului.

Pe baza consideraţiilor făcute, presiunea p_2 transmisă masivului se determină cu relaţia:

$$p_2 = p_1\frac{r_1}{r_2}. \tag{42}$$

Micşorarea Δ_b a grosimii căptuşelii de beton se determină cu relaţia:

$$\Delta_b = \frac{p_1}{E_b} r_1 \ln\frac{r_2}{r_1}, \tag{43}$$

unde E_b este modulul de elasticitate al betonului din căptuşeală.

Deplasarea radială a căptuşelii de beton spre rocă Δ_r se determină cu relaţia:

$$\Delta_r = \frac{1}{E_r}\frac{m+1}{m} r_1 p_1, \tag{44}$$

unde:

E_r — modulul de elasticitate al rocii;

m — inversul coeficientului lui Poisson pentru rocă $\left(m = \frac{1}{\mu_r}\right)$.

Între dimensiunile radiale, deplasările şi deformaţiile căptuşelii (fig. 13-56) există relaţia de legătură:

$$\delta + \Delta_1 + b + \Delta_2 + \Delta_r = \Delta_f + \delta + b - \Delta_b. \tag{45}$$

Din relaţia (45) se determină după înlocuiri:

$$\varepsilon = \frac{1 - \frac{E_f}{p}\frac{\delta}{r}\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{r}}{1 + \frac{E_f}{E_b}\frac{\delta}{r}\ln\frac{r_2}{r} + \frac{E_f}{E_r}\frac{\delta}{r}\frac{m+1}{m}}. \tag{46}$$

Dacă $\varepsilon \geqslant 1$ rezultă că nu este necesară căptuşeala de oţel, iar dacă $\varepsilon \leqslant 0$, rezultă că întreaga presiune interioară este preluată de căptuşeala de oţel.

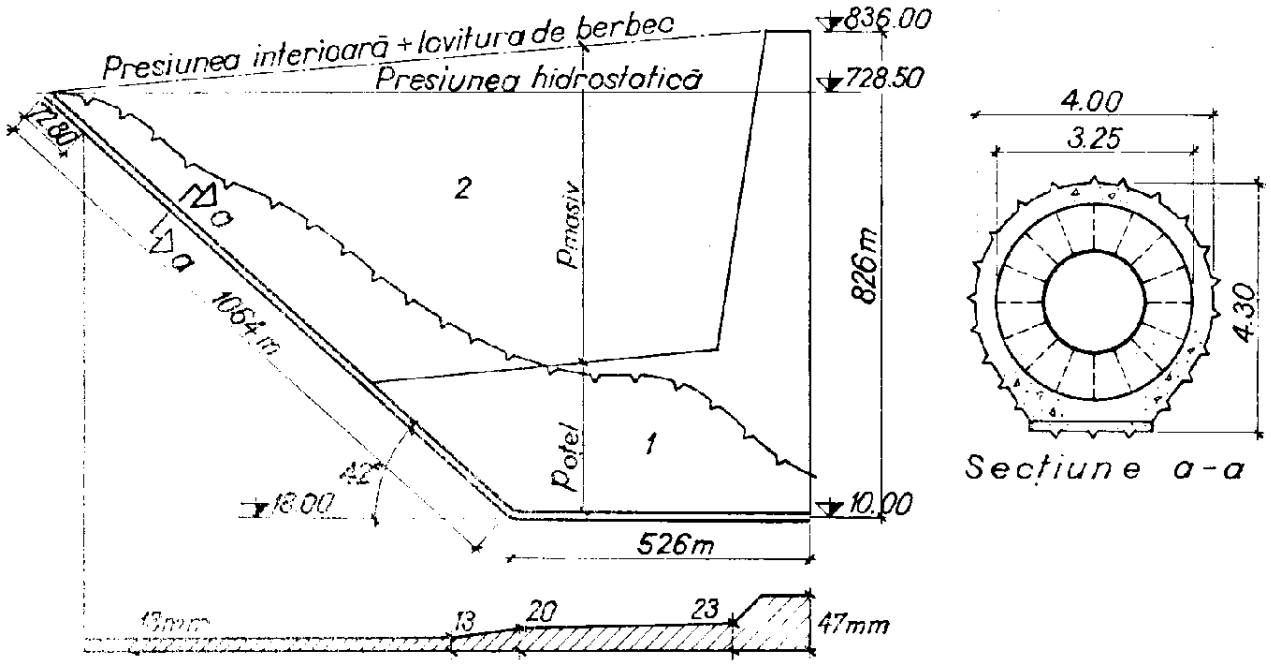


Fig. 13-57. Repartiția presiunii în lungul galeriei forțate a U. H. Kubatao:
1 — partea preluată de căptușeala de oțel; *2* — partea preluată de căptușeala de beton și rocă.

Pentru exemplificare, în figura 13-57 se prezintă distribuția presiunii interioare la galeria forțată a centralei *Kubatao*. Se remarcă cum în prima zonă căptușeala de oțel nu preia nici o parte din presiunea interioară, iar în ultima zonă, unde grosimea virolei crește, aceasta preia întreaga presiune interioară.

§ 10. CALCULE DE REZISTENȚĂ

40. Metode de dimensionare

În cazul galeriilor de mare presiune solicitate de încărcări axial simetrice, cu formulele prezentate mai înainte se determină direct eforturile care apar în căptușeală, care se compară apoi cu rezistențele admisibile.

În cazul galeriilor la care se consideră și solicitările care produc momente încovoietoare, pe baza principiilor prezentate mai înainte, se calculează solicitările M și N în punctele caracteristice. Dacă necesitățile o impun, eforturile calculate pentru încărcările axial simetrice, în cazul căptușelilor circulare de grosime constantă, se pot transforma și ele în solicitări totale (M și N).

Ca metodă de dimensionare se folosește metoda rezistențelor admisibile. Avînd în vedere că producerea unor fisuri pe conturul căptușelii nu conduce la distrugerea construcției, ci modifică doar starea de efort și că deformațiile căptușelii sînt împiedicate a se produce de către masiv, rezistențele admisibile ale betonului pot fi majorate.

Pentru calculul galeriilor hidrotehnice, metoda rezistențelor admisibile este singura metodă pusă la punct în țara noastră. În același scop s-au dezvoltat și alte metode de calcul, la rupere sau la stări limită, în ultimii ani.

În U.R.S.S. s-a elaborat o metodă de calcul la stări limită considerîndu-se următoarele stări: depăşirea capacităţii portante, depăşirea deformaţiilor admise, apariţia fisurării sau deschiderea fisurilor peste limita admisă. În ţara noastră metoda stărilor limită pentru calculul căptuşelilor poate fi aplicată parţial, pe măsură ce se precizează coeficienţii condiţiilor de lucru şi numai în corelaţie cu progresele înregistrate în determinarea mai exactă a încărcărilor.

41. Problema fisurării

O problemă mult dezbătută în prezent este aceea a admiterii sau neadmiterii fisurilor în căptuşeală.

Împotriva admiterii fisurilor s-a adus argumentul că o construcţie fisurată are o viaţă mai scurtă, ca urmare a corodării armăturii şi degradării betonului. Studii mai recente au demonstrat însă contrariul:

— pentru deschideri mici ale fisurilor armătura nu se corodează, deoarece pelicula de lapte de ciment care acoperă armătura nu se rupe;

— fisurile mici se închid în timp, atît din cauza depunerii particulelor conţinute în apă cît şi datorită antrenării calcei din partea superioară a fisurii şi depunerii ei la partea inferioară;

— infiltraţiile prin fisuri se reduc în timp, datorită umplerii fisurilor.

Problema fisurilor trebuie analizată funcţie de condiţiile geologice concrete ale galeriei respective şi de valoarea debitului ce se poate pierde prin infiltraţii în condiţii acceptabile.

De fapt betonul sau betonul armat din căptuşeală nu este un material perfect impermeabil. El are o permeabilitate foarte redusă caracterizată printr-un coeficient de permeabilitate de ordinul a $10^{-7} \dots 10^{-8}$ m/s. Deci prin căptuşeală vor avea loc infiltraţii chiar înainte de producerea fisurilor. S-a mai constatat experimental că gradientul de permeabilitate creşte odată cu creşterea eforturilor de tensiune din beton. Legat de coeficientul de permeabilitate arătat al betonului, masivele de roci se pot împărţi în trei categorii:

— *Roci foarte tari* $\left(K_0 \geqslant 1\,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \cdot 1 \text{ m}\right)$ şi cu permeabilitatea mai mică decît a betonului (sub $10^{-7} \dots 10^{-8}$ m/s); în acest caz căptuşelile se pot executa din beton simplu de marcă relativ redusă, iar fisurarea căptuşelii este admisă, deoarece fisurile nu măresc pierderile de apă prin infiltraţii şi nu modifică caracteristicile geotehnice ale masivului.

— *Roci moi, tari* şi *foarte tari* $\left(K_0 = 0 \dots 1\,500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \cdot 1 \text{ m}\right)$ dar permeabile (mult peste $10^{-7} \dots 10^{-8}$ m/s); în acest caz admiterea fisurilor conduce la creşterea considerabilă a pierderilor de apă şi uneori conduce şi la apariţia unor încărcări suplimentare prin modificarea calităţilor rocii; în asemenea situaţii se recomandă căptuşeli de beton armat şi nu se admit fisuri.

— *Roci moi* $\left(K_0 = 0 \dots 400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \cdot 1 \text{ m}\right)$ dar foarte puţin permeabile (sub $10^{-7} \dots 10^{-8}$ m/s); în acest caz starea de fisurare produce modificarea calităţilor

rocii (în cazul rocilor argiloase spre exemplu, apare fenomenul de umflare, deci tendința de comprimare suplimentară a căptușelii și de închidere a fisurilor); de cele mai multe ori, încărcările cele mai periculoase sînt cele exterioare și soluția cea mai indicată este cea de beton armat cu procent minim de armare.

Șanșiev propune o metodă de calcul la deschiderea limitată a fisurilor în căptușeală [15]. El demonstrează că deschiderea fisurilor nu depinde de presiunea interioară, la creșterea acesteia mărindu-se numărul fisurilor și nu deschiderea lor. Deschiderea fisurilor este limitată de capacitatea portantă a secțiunii și este cu atît mai mică cu cît marca betonului este mai redusă și cu cît roca este mai bună. Pentru rocile slabe, fisurate și permeabile, Șanșiev a arătat că nu este economic să se compenseze prin armătură efectul insuficient al reacțiunii elastice a rocii, ci este indicat să se modifice tipul de căptușeală. Aceasta pentru că roca are posibilități de limitare a fisurilor mult mai mari decît armătura.

§ 11. CALCULE HIDRAULICE

42. Regim de curgere permanent

În cazul galeriilor de aducțiune cu nivel liber, calculul hidraulic se desfășoară identic ca la canalele de aducțiune. Forma secțiunii rezultă, așa cum s-a arătat mai înainte, din condiții constructive și de execuție. Este recomandabil a se păstra aceeași formă a secțiunii de curgere pe întregul traseu. Pentru asigurarea secțiunii necesare de curgere se iau măsuri pentru fixarea cotei tavanului astfel ca, în orice situație de exploatare, între cota oglinzii apei și tavan să existe o gardă de minimum 40 ... 50 cm sau 0,15 H (H fiind înălțimea totală a galeriei).

La fel ca la canale, galeriile de aducțiune cu nivel liber pot fi cu autoreglaj, adică au la capătul aval un descărcător care reglează nivelul, sau fără autoreglaj, cînd acest descărcător lipsește. Alegerea unuia dintre sisteme se face printr-o comparație tehnico-economică.

Pentru mișcări permanente gradual variate (remuuri) se folosesc metode de calcul identice ca pentru canale. Alegerea pantei longitudinale și a poziției pe verticală a galeriei cu nivel liber se face pe baza unor calcule comparative. În general se asigură curgerea debitului instalat la nivelul minim de retenție, cu o mișcare permanentă uniformă, sau în cazuri mai rare, neuniformă, cu un remuu negativ la camera de încărcare.

În cazul galeriilor sub presiune nu intervine nimic deosebit în raport cu calculul hidraulic al conductelor sub presiune, forma secțiunii fiind de regulă în ambele cazuri circulară. De remarcat faptul că coeficientul de rugozitate n al pereților joacă un rol extrem de important în ce privește capacitatea de transport a galeriei, respectiv eficiența economică a lucrării. De aceea trebuie acordată o grijă deosebită executării cît mai îngrijite a pereților galeriei. Pentru galeriile de diametre mai mari ($D > 4{,}00$ m) se folosesc în general cofraje metalice care conduc la micșorarea coeficientului de rugozitate. De asemenea se poate aplica un strat de torcret drișcuit, cu aceleași efecte favorabile de micșorare a rugozității pereților.

Pentru galeriile de fugă cu nivel liber sau sub presiune, calculele hidraulice, în regim permanent, sînt identice cu cele pentru aducţiune, ţinînd însă cont de legătura cu centrala şi de modul de debuşare, în rîu sau în treapta următoare. La galeriile de fugă cu nivel liber de lungimi mari, se dă o atenţie deosebită asigurării aerisirii suprafeţei libere. Aceasta pentru a nu crea regimuri tranzitorii de punere sub presiune, mai ales ca urmare a ridicării nivelurilor la punctul de debuşare în rîu.

În ce priveşte alegerea coeficientului de rugozitate, în literatura de specialitate există multe recomandări. În tabelul 13-9 se dau recomandări după normativele sovietice. Viteza medie de curgere se calculează după formula lui *Chézy*, $v = C\sqrt{RI}$, unde R este raza hidraulică şi I panta piezometrică, pentru coeficientul de viteză folosind formula lui *Pavlovski* $C = \frac{1}{n} R^y$.

TABELUL 13-9

Caracterizarea suprafeţei interioare a galeriei	Raza hidraulică R(m)	y	Viteza v (m/s)	n		
				Minim	Mediu	Maxim
1	2	3	4	5	6	7
GALERII NECĂPTUŞITE						
I. Galerii executate în roci stîncoase cu o prelucrare atentă a suprafeţelor					0,020 ... 0,025	
II. Galerii executate în roci stîncoase fără denivelări mari şi fără o prelucrare atentă a suprafeţelor					0,025 ... 0,035	
III. Galerii executate în roci stîncoase cu denivelări cu totul neregulate					0,040 ... 0,045	
GALERII CĂPTUŞITE						
I. Suprafeţe netede de beton, tencuite şi sclivisite, rosturi bine prelucrate	0,1 ... 5,0	0,10	0,5 ... 1,0	0,0105	0,0112	0,0120
			1,0 ... 1,5	0,0110	0,0115	0,0120
			1,5 ... 2,0	0,0110	0,0115	0,0125
			2,0 ... 3,0	0,0115	0,0120	0,0130
			3,0 ... 5,0	0,0115	0,0125	0,0130
			>5,0	0,0120	0,0125	0,0130
II. Suprafeţe de beton executate cu cofraje metalice cu o atentă prelucrare a rosturilor	0,1 ... 5,0	0,11	0,3 ... 0,6	0,0120	0,0120	0,0125
			0,6 ... 1,2	0,0115	0,0125	0,0130
			1,2 ... 2,0	0,0115	0,0125	0,0135
			2,0 ... 3,0	0,0120	0,0130	0,0135
			>3,0	0,0125	0,0130	0,0135

Tabelul 13-9 (continuare)

1	2	3	4	5	6	7
III. Suprafețe de beton tencuite și netezite cu lemn Suprafețe ale tuburilor de beton turnate în cofraje de beton cu îmbinări bune	0,1 ... 5,0	0,11	0,3 ... 0,6 0,6 ... 1,0 >1,0	0,0125 0,0130 0,0135	0,0135 0,0140 0,0145	0,0140 0,0145 0,0150
IV. Suprafețe de beton executate cu cofraje de lemn netencuite sau tencuite fără drișcuială. Suprafețe ale tuburilor de beton cu diametru mic (>0,25 m) cu rosturile și îmbinările neprelucrate	0,1 ...5,0	0,12	0,3 ... 0,5 0,5 ... 0,8 >0,8	0,0140 0,0145 0,0150	0,0155 0,0155 0,0155	0,0165 0,0165 0,0165
V. Suprafețe de beton netencuite și neîngrijit executate. Suprafețe ale tuburilor de beton cu diametru mic montate neîngrijit	0,1 ... 5,0	0,13	>0,3	0,016	0,0165	0,0170
VI. Căptușeli torcretate cu drișcuială și scliviseală	0,1 ... 5,0	0,11	0,3 ... 0,6 0,6 ... 1,2 1,2 ... 2,0 >2,0	0,0120 0,0125 0,0125 0,0130	0,0125 0,0130 0,0135 0,0135	0,0135 0,0140 0,0145 0,0145
VII. Căptușeli torcretate cu drișcuială	0,1 ... 5,0	0,11	0,3 ... 0,6 0,6 ... 1,0 >1,0	0,0125 0,0130 0,0135	0,0135 0,0140 0,0145	0,0140 0,0145 0,0150
VIII. Căptușeli torcretate	0,2 ... 4,0	0,13	>0,3	0,0160	0,0175	0,0200

43. Regim de curgere nepermanent

Regimul nepermanent apare la pornirile și opririle turbinelor în mod comandat, conform graficului de sarcină, sau accidental, în urma defectelor pe rețea sau instalații. Și în acest caz analogiile cu canalele și conductele sub presiune se păstrează, aplicîndu-se aceleași metode de calcul.

La galeriile de aducțiune cu nivel liber interesează în special opririle bruște, care pot conduce la apariția unei unde pozitive ce poate pune sub presiune întreaga galerie. Pentru calcule preliminare se poate folosi formula aproximativă dată de *Forcheimer*, care dă înălțimea undei inițiale la capătul aducțiunii, în cazul micșorării debitului turbinat:

$$H = \frac{v_0 - v}{\sqrt{2g}}\left(\frac{v_0 - v}{\sqrt{2g}} + \sqrt{\frac{2\omega}{b_m} + \frac{(v_0 - v)^2}{2g}}\right), \qquad (47)$$

unde:

v_0 — viteza inițială în secțiunea de capăt;
v — viteza în secțiunea de capăt la micșorarea debitului;
ω — suprafața inițială a secțiunii vii la capătul galeriei;
b_m — lățimea galeriei la mijlocul înălțimii undei;
g — accelerația gravitației.

La galeriile de fugă cu nivel liber interesează în special pornirile bruşte, care conduc la apariţia unei unde pozitive ce poate pune galeria sub presiune. Pentru calcule preliminare se dă sistemul de ecuaţii propus de *Forcheimer*, sistem care permite determinarea aproximativă a înălţimii undei iniţiale:

$$z_0 = \frac{Q - Q_0}{b_m C_0}$$
$$C_0 = v_0 + \sqrt{g\left(\frac{\omega_0}{b_m} + \frac{3}{2} z_0\right)} \tag{48}$$

unde:

z_0 — înălţimea undei în momentul iniţial;
Q_0, ω_0 — debitul iniţial şi suprafaţa vie a secţiunii galeriei;
Q — debitul variabil;
C_0 — viteza iniţială de transmitere a undei de ridicare;
b_m — lăţimea medie a galeriei la mijlocul înălţimii undei;
g — acceleraţia gravitaţiei.

La galeriile de aducţiune sau de fugă sub presiune, mişcările nepermanente au ca efect creşterea sau descreşterea presiunii, ca urmare a oscilaţiilor ce se produc în castelele de echilibru. În cazul castelelor de echilibru cu diafragme, trebuie luată în considerare şi transmiterea parţială pe aducţiune a loviturii de berbec din conducta forţată. Aceste variaţii de presiune pe galeriile de aducţiune şi de fugă au un caracter temporar, durează un timp relativ scurt, dar în calculele statice trebuie luate în considerare.

§ 12. DIMENSIONAREA ECONOMICĂ A GALERIILOR

44. Criteriul preţului de producţie minim

Galeriile hidrotehnice care fac parte din schema unor uzine hidroelectrice consumă fonduri de investiţii importante. De aceea dimensionarea lor raţională are o importanţă deosebită pentru economicitatea amenajărilor în ansamblu.

Pentru amenajările hidroelectrice, una din direcţiile principale de ridicare a rentabilităţii o constituie micşorarea preţului de producţie al energiei electrice p_e, aceasta însemnînd reducerea la maximum a raportului:

$$p_e = \frac{\Sigma A}{E_{net}}, \tag{49}$$

unde:

ΣA — suma cheltuielilor anuale de producţie (investiţii şi exploatare);
E_{net} — energia netă produsă anual, din care se scad consumul propriu şi pierderile inerente (2 ... 3%).

Pentru simplificarea calculului se consideră că minimul preţului de cost al părţii aferente derivaţiei corespunde criteriului de optim economic pentru întreaga amenajare.

Totuși, în cazul galeriilor de lungimi reduse, trebuie să se țină seama și de influența dimensiunilor transversale ale galeriei asupra lucrărilor adiacente (priza de apă, camera de încărcare sau castelul de echilibru). Practic, dacă investiția necesară realizării acestor lucrări adiacente reprezintă mai puțin de 15% din investiția necesară realizării galeriei, atunci această influență poate fi neglijată.

Parametrul de bază al galeriilor hidrotehnice, din punct de vedere economic, îl constituie secțiunea transversală:

D — diametrul interior pentru galeriile sub presiune;

ω_c — secțiunea de curgere, respectiv lățimea L și înălțimea H, pentru galeriile cu nivel liber.

45. Metoda clasică de dimensionare economică

Metoda clasică constă în determinarea investițiilor necesare realizării galeriei, pentru diverse dimensiuni ale secțiunii ei transversale, pe baza cărora se determină cheltuielile anuale. Acestea reprezintă însumarea a două categorii de cheltuieli, exprimate în procente din investiția totală:

p_1 — cheltuielile pentru plata amortismentelor anuale și pentru întreținere;

p_2 — reproducția lărgită a investițiilor.

Acești coeficienți sînt fixați prin normative de stat și variază în timp. De exemplu în U.R.S.S. p_1 are valori 0,6 și 0,7% pentru galerii căptușite fără presiune, respectiv cu presiune, și 0,25% pentru galerii necăptușite, iar p_2 variază între 5,5 și 7%. În țara noastră valoarea amortismentelor anuale pentru uzine hidroelectrice este de 3% din valoarea investiției, iar cota reproducției lărgite este de 5% anual.

Dacă se notează cu I investiția, atunci cheltuielile anuale totale vor fi:

$$A = (p_1 + p_2)\, I. \tag{50}$$

Pentru aceleași dimensiuni ale secțiunii transversale a galeriei se calculează pierderile de sarcină totale, respectiv costul energiei pierdute anual ca urmare a acestor pierderi. Dacă se notează cu p costul specific (lei/kWh) al energiei din sistem cu care se înlocuiește energia anuală pierdută E_r, atunci cheltuielile anuale vor fi:

$$C = pE_r. \tag{51}$$

Calculul prezentat se poate face pe metru liniar de galerie sau pe toată lungimea ei. Suma cheltuielilor anuale $A + C$ are un minimum care corespunde secțiunii transversale optime a galeriei. Acest minimum poate fi determinat grafic, ca în figura 13—58, sau analitic.

Pentru calculul analitic al secțiunii transversale cheltuielile A și C se exprimă funcție de diametrul D sau raza R a galeriei (sau funcție de raza hidraulică, la galeriile necirculare):

$$A = f_1(D), \qquad C = f_2(D). \tag{52}$$

Pentru calculul valorii minime a expresiei $A + C$ se anulează derivata de prim ordin a funcţiei în raport cu D şi se deduce D din ecuaţia astfel obţinută:

$$\frac{d(A + C)}{dD} = \frac{df_1(D)}{dD} + \frac{df_2(D)}{dD} = 0. \tag{53}$$

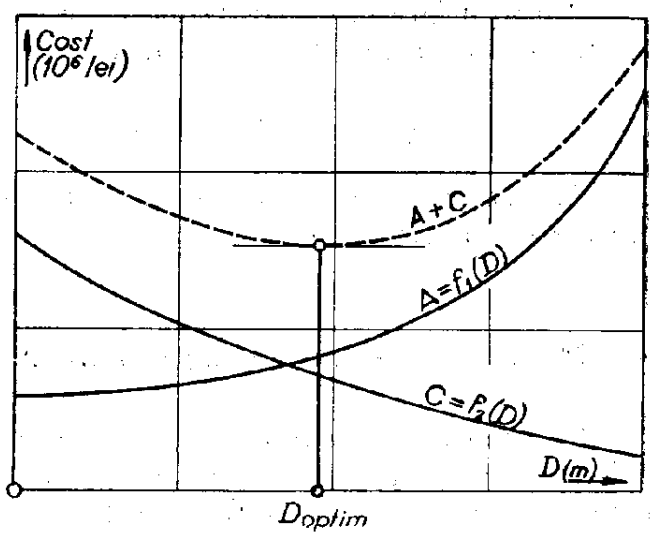


Fig. 13-58. Determinarea diametrului economic al unei galerii de aducţiune hidroelectrice.

Se subliniază că în cazul galeriilor de aducţiune cu nivel liber cu autoreglaj, adică cu descărcător la camera de încărcare, se iau în consideraţie cheltuielile anuale pentru descărcător şi energia pierdută din cauza deversărilor. La galeriile scurte, cînd valorile de investiţie ale lucrărilor adiacente depăşesc 15% din costul galeriei, cheltuielile anuale A se calculează pentru tot ansamblul.

Pentru galeriile hidrotehnice construite pentru alte folosinţe decît cele hidroenergetice, calculul economic se adaptează în consecinţă. Spre exemplu pentru galeriile de devierea apelor din incinta amplasamentului unui baraj în timpul construcţiei, secţiunea transversală şi panta longitudinală rezultă din condiţia ca ansamblul lucrărilor de deviere (batardourile amonte şi aval, galeria de deviere) să necesite o investiţie minimă, respectînd normativele în vigoare.

Secţiunile obţinute în urma calculelor tehnico-economice trebuie să satisfacă şi alte condiţii. Astfel există dimensiuni minime impuse de tehnologia de execuţie şi de normele de tehnica securităţii muncii.

La galeriile de aducţiune lungi ale unor uzine hidroelectrice cu căderi amenajate modeste, trebuie verificată condiţia ca pierderile de sarcină totale h_w să nu depăşească 1/3 din căderea amenajată H_0. Viteza v la care pierderile de sarcină pe galerie $h_w = av^2$ devin egale cu $\frac{1}{3} H_0$ se numeşte *viteză critică*. Ea corespunde unei puteri maxime P la centrală, aşa cum se demonstrează mai jos:

$$P = 9{,}81\,\eta\, Fv(H_0 - av^2). \tag{54}$$

Considerînd secţiunea transversală a galeriei F constantă, se efectuează derivata expresiei (54) în raport cu viteza:

$$\frac{dP}{dv} = 9{,}81\,\eta\, F(H_0 - 3av_{crit}^2) = 0, \tag{55}$$

de unde rezultă valoarea vitezei critice:

$$v_{crit} = \sqrt{\frac{H_0}{3a}} = \sqrt{\frac{H_0 C^2 R}{3l}} \tag{56}$$

(C — coeficientul lui *Chézy*; l — lungimea galeriei).

Pentru a înlătura apariția unor fenomene de instabilitate, care au loc pentru viteze apropiate de viteza critică, se limitează viteza admisă în galerie:

$$v_{max} = (0{,}75 \ldots 0{,}80)\, v_{crit} = (0{,}40 \ldots 0{,}45) \sqrt{\frac{H_0 C^2 R}{l}}. \qquad (57$$

Pe baza principiilor de calcul prezentate, în literatură [16] se recomandă formule pentru diametrul economic.

46. Metode moderne de dimensionare economică

Se admite că se cunosc caracteristicile amenajării, deci debitul instalat pentru galerie, precum și regimul de funcționare al uzinei. Pentru determinarea diametrului economic [17] pot fi folosite două criterii derivate din criteriul general *preț de cost minim*, prezentat mai înainte:

— criteriul beneficiului maxim (rentabilitate absolută);

— criteriul cheltuielilor de exploatare anuale minime (rentabilitate relativă).

Criteriul beneficiului maxim constă din determinarea parametrului galeriei D sau ω_c din relația:

$$Ben. = Ven. - \Sigma A = \text{maxim}, \qquad (58)$$

unde:

$Ben.$ — beneficiu anual;
$Ven.$ — venit anual egal cu $p_{liv}\,(E - E_r)$;
p_{liv} — preț de livrare al energiei;
E — energie brută produsă din care s-a scăzut consumul propriu;
E_r — energie pierdută prin frecare.

Cheltuielile anuale ΣA, așa cum s-a arătat mai înainte, se exprimă funcție de termeni care depind de investiția directă în lucrare și de termeni care depind de pierderile de energie prin frecări (pierderi, care trebuie înlocuite prin energie echivalentă produsă în centrale termoelectrice).

Cheltuielile anuale se compun astfel din: $\Sigma A = A_1 + A_2 + A_3 + A_4$.

— Cheltuielile anuale provenite din investiții $A_1 = (\alpha + \varepsilon_1 e)\, I$ — amortisment și reparații capitale la investiție și cheltuieli de reproducție lărgită la investiția capitalizată pe perioada construcției;

α — coeficient de amortizare inclusiv reparațiile capitale ($\alpha = 5\%$ pentru derivații hidroelectrice);

ε_1, ε_2 — coeficienți de capitalizare a investiției

$$\varepsilon = \sum_{1}^{T_0} {}_n\, (1 + e)^{T_0 - n + 1}\, \frac{I_n}{I}$$

e — coeficient normat al eficienței economice, variabil pe ramura economiei naționale și în timp ($e = 0{,}1$);
I — investiție în lucrare pe unitatea de calcul (m.l.);
I_n — investiție în anul n de construcție;
T_0 — durata în ani a construcției;
n — an de calcul de la începerea construcției.

— Cheltuielile anuale provenite din pierderi de energie:
$A_2 = (\alpha_t + \varepsilon_2 e)\, i_t P_r$ — amortisment şi reparaţii capitale pentru investiţia în centrala termo de înlocuire a puterii pierdute şi cheltuielile de reproducţie la această investiţie pe perioada de execuţie;

α_t — coeficient de amortizare inclusiv reparaţii capitale în centrala termo ($\alpha_t = 0{,}04$);
i_t — investiţie pe kW în centrala termo (3 500 ... 4 500 lei/kW);
P_r — putere pierdută datorită pierderilor de sarcină în centrala hidro;

$A_3 = p_t E_r$ — cost direct al energiei produse în centrala termoelectrică de înlocuire;

p_t — cost pe kWh în centrala termo (0,22 lei/kWh);
E_r — energie pierdută datorită pierderilor de sarcină în centrala hidro;

$A_4 = s(P - P_r)$ — cheltuieli directe de exploatare (personal, reparaţii curente, consum propriu, diverse);

s — cheltuieli directe pe kW ($s = 12 \ldots 30$ lei/kW);
P — putere brută a uzinei hidroelectrice.

Notînd cu x parametrul galeriei, beneficiul maxim se obţine anulînd derivata de prim ordin rezultată din ecuaţia (58):

$$\frac{\mathrm{d}\,Ben.}{\mathrm{d}x} = p_{itv.} \frac{\mathrm{d}(E - E_r)}{\mathrm{d}x} - \frac{\mathrm{d}\Sigma A}{\mathrm{d}x} = 0. \tag{59}$$

În final se obţine:

$$K_1 \frac{\mathrm{d}I}{\mathrm{d}x} + (K_2 + p_{itv.}) \frac{\mathrm{d}E_r}{\mathrm{d}x} + K_3 \frac{\mathrm{d}P_r}{\mathrm{d}x} = 0 \tag{60}$$

unde:

I — investiţie în lucrare, calculată pe toată lungimea sau pentru metru liniar mediu;
P_r — putere pierdută prin frecare;
K_1, K_2, K_3 — coeficienţi care intervin în calculul cheltuielilor anuale.

În cazul cînd punerea în funcţiune a uzinei se face pe etape, galeria funcţionînd în prima perioadă de exploatare cu un debit mai mic, se introduc coeficienţi de corecţie.

Criteriul cheltuielilor de exploatare anuale minime constă din determinarea parametrului galeriei din relaţia:

$$\Sigma A = \text{minim}, \quad \text{respectiv} \quad \frac{\mathrm{d}\Sigma A}{\mathrm{d}x} = 0. \tag{61}$$

La acest criteriu pot fi luate în consideraţie două cazuri:

— în cheltuielile anuale se introduc şi cheltuielile de reproducţie (reţineri minime);

— în cheltuielile anuale nu se introduc şi cheltuielile de reproducţie (cheltuieli minime).

Dezvoltînd calculele în cazurile de mai sus se obţin ecuaţii analoage cu (60). Problema se rezolvă prin găsirea funcţiilor $I(x)$, $E_r(x)$ şi $P_r(x)$, care se introduc în ecuaţiile de tipul (60), din care se explicitează apoi parametrul $x(D$ sau $\omega_c)$.

47. Aplicații și concluzii

Pentru exemplificare se prezintă formulele pentru D_{optim}al unei galerii de aducțiune sub presiune așa cum rezultă din aplicarea criteriilor de mai sus:

Criteriul beneficiului maxim:

$$D = \frac{16}{3}\left\{\frac{101.01\, n_1^2\eta}{a_1\beta K_1}[8\,760\,(K_2 + p_{liv.})Q_{id}^3 + K_3 Q_i^3]\right\}^{\frac{3}{16+3\beta}}. \tag{62}$$

Criteriul cheltuieli anuale plus cheltuieli de reproducție minime (rețineri minime):

$$D = \frac{16}{3}\left\{\frac{101.01\, n_1^2\eta}{a_1\beta K_1}[8\,760\,K_2 Q_{id}^3 + K_3 Q_i^3]\right\}^{\frac{3}{16+3\beta}}. \tag{63}$$

Criteriul cheltuieli anuale minime:

$$D = \frac{16}{3}\left\{\frac{101.01\, n_1^2\eta}{a_1\beta K_1}[8\,760\,K_2' Q_{id}^3 + K_3' Q_i^3]\right\}^{\frac{3}{16+3\beta}}. \tag{64}$$

Notațiile noi intervenite sînt următoarele:

a_1, β, b_1 — coeficienți care intervin în calculul investiției $I = a_1 D^\beta + b_1$;

Q_i — debit instalat;

Q_{id} — debit ideal (debitul care fiind uzinat în centrală continuu tot timpul anului produce pierderi de energie identice cu debitele uzinate real);

n_1 — rugozitate corectată a căptușelii pentru a ține seama de pierderile locale;

η — coeficient de randament al puterii reale la centrală;

K_2', K_3' — coeficienți de aceeași natură ca și K_2, K_3.

În cazul galeriilor cu nivel liber, structura formulelor pentru secțiunea optimă este asemănătoare, depinzînd de aceiași parametri.

În figura 13—59 se prezintă rezultatele unor calcule efectuate după criteriile de mai sus. În funcțiile A_i, A_p sînt cuprinse și cheltuielile de reproducție. Se observă că atunci cînd prețul de livrare al energiei pierdute este mai ridicat în raport cu prețul de cost al energiei produse, diametrul optim după criteriul beneficiului maxim X_{oB} rezultă mai mare decît diametrul optim rezultat după criteriul cheltuielilor anuale plus cheltuieli de reproducție minime X_{oA} (fig. 13—59, *a*) și viceversa (fig. 13—59, *b*).

Criteriul cheltuielilor anuale minime conduce în general la soluții de dimensiuni mai mari. Prețul de livrare este prețul de cost al energiei produse în uzina hidroelectrică, iar prețul de livrare al energiei pierdute este prețul de cost al energiei produse în centrala termoelectrică de înlocuire a puterii pierdute.

Pentru a ilustra cele prezentate, se dau mai jos rezultatele unei aplicații. Pentru o galerie sub presiune a unei uzine hidroelectrice cu $Q_{instalat} = 80$ m³/s,

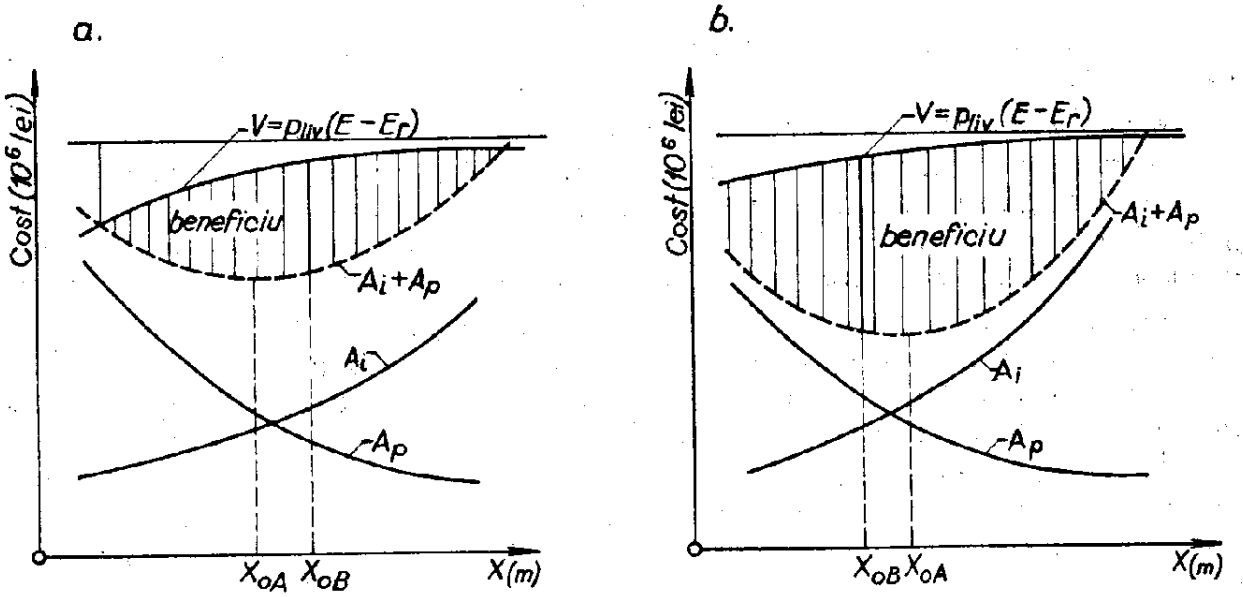


Fig. 13-59. Determinarea diametrului economic după criteriul beneficiului maxim sau cheltuielilor anuale minime:

a — preţul de livrare al energiei pierdute mai mare decît preţul de cost al energiei produse; *b* — preţul de livrare al energiei pierdute mai mic decît preţul de cost al energiei produse; A_i — cheltuieli anuale de investiţie; A_p — cheltuieli anuale cauzate de pierderile de energie; V — venituri din producerea energiei; X_{oB} — parametrul optim după criteriul beneficiului maxim; X_{oA} — parametrul optim după criteriul cheltuieli anuale plus cheltuieli de reproducţie minime.

$P_i = 200\,000$ kW, $T_{funcţionare\ anuală} = 1\,800$ ore, ce urmează a se executa în patru ani, calculată după criteriile de mai sus, rezultă următoarele diametre economice:

— după criteriul beneficiului maxim $D = 5{,}15$ m;

— după criteriul cheltuielilor anuale minime plus cheltuieli de reproducţie minime (reţineri minime) $D = 4{,}90$ m;

— după criteriul cheltuieli anuale minime $D = 5{,}50$ m.

Este de remarcat că diametrul economic al galeriilor depinde în mică măsură de căderea la centrală. Acest fapt conduce la obţinerea unor randamente hidraulice scăzute, în cazul centralelor de cădere mică. Pentru mărirea randamentului hidraulic în aceste situaţii se recomandă adoptarea unor soluţii cu canale deschise, sau folosirea criteriului cheltuielilor anuale minime (pentru obţinerea unor dimensiuni mai mari, deci pierderi de sarcină mai mici). Poate fi de asemenea luată în consideraţie modificarea schemei de amenajare, din uzină de derivaţie în uzină baraj.

§ 13. METODE CLASICE DE EXCAVARE

48. Generalităţi

Alegerea metodei de execuţie se face ţinînd seama de mai mulţi factori. Printre aceştia sînt:

— caracteristicile geologice, geotehnice şi hidrologice ale rocii masivului muntos care urmează să fie străbătut de galeria respectivă;

— dimensiunile secţiunii transversale a galeriei;

— lungimea galeriei între două fronturi de atac;

— utilajele de execuție și experiența personalului de care dispune întreprinderea executantă.

Metodele miniere de excavație se împart în două mari grupe:

— metode de excavare la secțiune plină; în această categorie intră metodele în care întreaga secțiune a galeriei este excavată complet de la început, fără lărgiri ulterioare; înaintarea se face cu profilul complet sau secționat în trepte; o variantă de aplicare este metoda de avansare cu prag (superior sau inferior);

— metode de excavare în care se execută inițial una sau două galerii de înaintare, de secțiune redusă, și în spate, de la unul sau mai multe puncte de lucru, se execută lărgiri la secțiunea totală a galeriei; în această categorie intră metodele cunoscute sub denumirile de belgiană, austriacă, germană etc.

În cadrul amenajărilor hidroenergetice condițiile geologice sînt foarte diverse, chiar pe traseul aceleiași galerii. Astfel la aducțiuni executate în masive cristaline, cum este aducțiunea *Rîul Doamnei—Valea cu Pești*, s-au întîlnit roci extradure, care n-au necesitat nici un fel de sprijiniri și roci curgătoare, care au cerut consolidări și metode speciale de execuție.

În condițiile din țara noastră s-au dezvoltat metodele de excavare la secțiune plină, în variante modernizate. De fapt aceasta este și tendința pe plan mondial.

49. Metode de excavare la secțiune plină

Metodele de excavare la secțiune plină se aplică la galerii și puțuri în condiții geologice relativ bune, care nu necesită sprijiniri provizorii deosebite pînă la execuția căptușelii definitive. La secțiune plină se execută și galeriile de secțiune mică, nefiind posibilă aplicarea unei alte metode.

La metodele clasice sprijinirile provizorii sînt în general de lemn, iar forma și dimensiunile lor depind de mărimea secțiunii transversale a galeriei și de natura rocii. Cele mai bune sisteme de sprijinire provizorie sînt cele care lasă secțiunea transversală a galeriei complet liberă, fiind astfel posibilă folosirea utilajelor miniere și mecanizarea lucrărilor de forare a frontului, încărcare, transport și evacuare a sterilului etc. La executarea sprijinirilor, pe lîngă normele privind securitatea muncii, trebuie respectate o serie de norme tehnice cu caracter general:

— sprijinirile trebuie montate cît mai repede după deschiderea profilului, pentru prevenirea unor deformații suplimentare ale masivului de rocă cu consecințe asupra mărimii împingerii muntelui;

— elementele de sprijinire trebuie să fie bine împănate în rocă și contravîntuite, pentru a nu avea nici o posibilitate de deplasare;

— timpul de sprijinire provizorie a rocii trebuie redus la minimum, executîndu-se într-un termen cît mai scurt căptușeala definitivă.

Avansarea se face cu profilul complet (brust vertical), sau secționat în trepte, așa cum se arată în figura 13—60. Avansarea cu brustul secționat în trepte dă rezultate bune la galeriile de secțiune mai mare ($\omega_{gal} \geqslant 15$ m^2). Distanța optimă

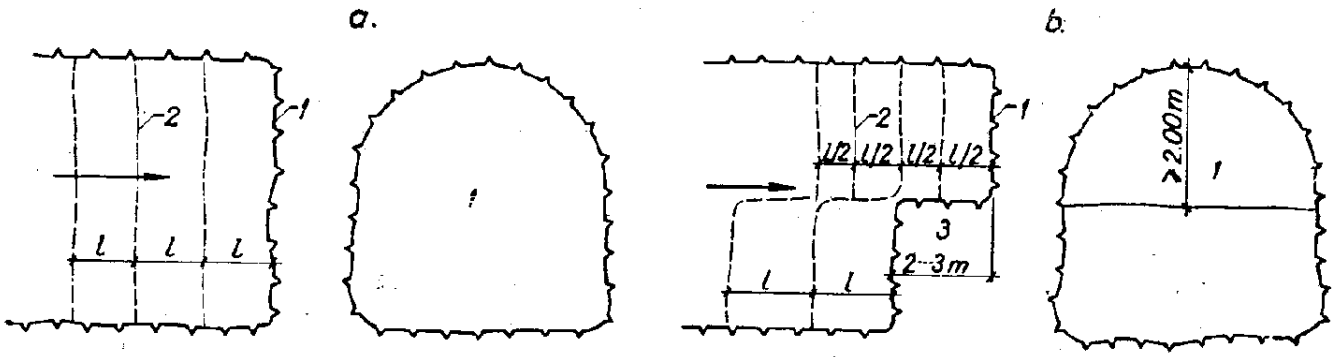


Fig. 13-60. Scheme de avansare la metoda de excavare cu secţiune plină:
a — cu profil complet; *b* — cu profil în trepte; *1* — front (brust); *2* — linia de rupere la un atac; *3* — treapta inferioară.

între trepte este de 2 ... 3 m, pentru a permite evacuarea uşoară a materialului de pe treapta superioară şi a putea efectua operaţiile de forare (eventual armare) simultan cu evacuarea materialului de la treapta inferioară. De obicei, ca ordine de execuţie, se dau alternativ două atacuri mai scurte (cu găuri forate de 0,8 ... 1,2 m) la treapta superioară şi un atac mai lung la treapta inferioară (cu găuri forate de 1,5 ... 2,0 m).

O variantă a metodei de excavare cu secţiune plină este avansarea cu prag, aşa cum se prezintă în figura 13—61. Această schemă de lucru este justificată la galerii de secţiuni mari, în rocă bună, pentru a permite lucrul a două echipe la înaintare. Pragurile, sau distanţa între fronturi, sînt de ordinul a 30 ... 50 m.

Mai avantajoasă este metoda de excavare cu prag superior, deoarece permite organizarea transporturilor la un singur nivel. Metoda nu este însă aplicabilă decît în roci care nu necesită nici un fel de sprijiniri provizorii. Forarea găurilor pentru pragul superior se face de pe o platformă specială care se deplasează odată cu avansarea.

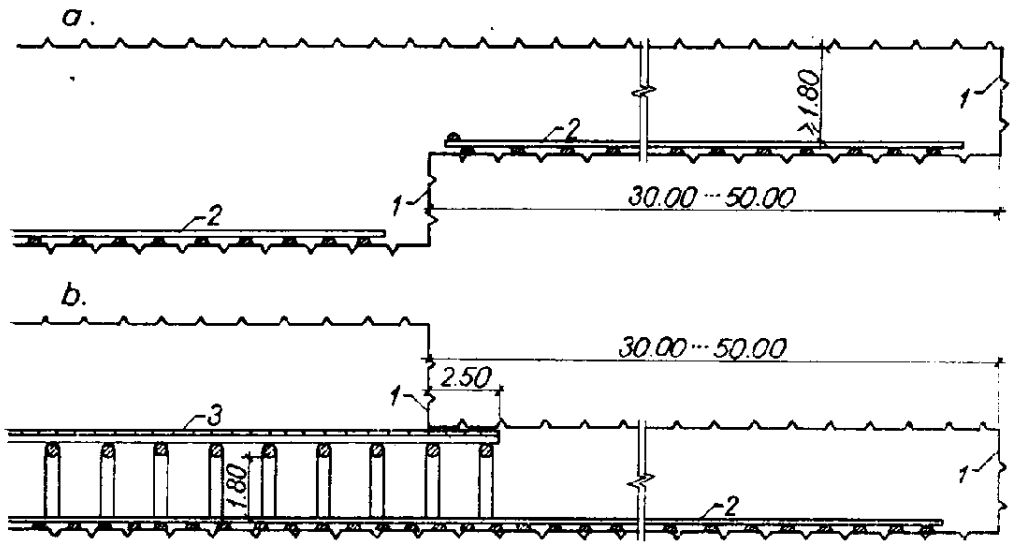


Fig. 13-61. Scheme de avansare la metoda de excavare cu praguri:
a — cu prag inferior; *b* — cu prag superior; *1* — brusturi; *2* — linii de transport steril; *3* — platformă pentru lucru la pragul superior.

50. Metode de excavare cu galerii de înaintare

La aceste metode se execută una sau mai multe galerii de înaintare de secţiune redusă, prin care să se poată face transporturile, şi din care să pornească mai multe fronturi de lucru, atît pentru excavare cît şi pentru execuţia căptuşelii. Prin aplicarea acestor metode se elimină greutăţile întîmpinate la metodele cu secţiune plină (în special la galeriile de secţiune mare), fie din cauza condiţiilor geologice dificile, fie din cauza mijloacelor reduse de mecanizare. Creîndu-se mai multe fronturi de lucru, ritmul de execuţie al galeriei creşte, el fiind teoretic egal cu viteza de avansare a galeriei de înaintare.

Metodele de excavare cu galerii de înaintare la secţiune redusă şi lărgirea ulterioară a secţiunii se aplică în diverse variante, aşa cum se prezintă schematic în figura 13—62. Elementul caracteristic al tuturor schemelor este poziţia galeriei de înaintare (direcţională) faţă de secţiunea totală a galeriei. Amplasarea ei la partea superioară are avantaje în ceea ce priveşte ventilaţia, dar produce dificultăţi la transporturi. Amplasarea la partea inferioară este avantajoasă pentru transporturi şi pentru drenarea apelor de infiltraţie în timpul execuţiei, dar aduce dificultăţi în ce priveşte ventilaţia.

Metoda bolţii superioare sau *belgiană* (fig. 13—62, *a*) se foloseşte în roci stabile, de tărie mijlocie, cu împingeri relativ reduse. Se execută la început o galerie de înaintare la partea superioară *1* şi apoi din spate, la distanţa de

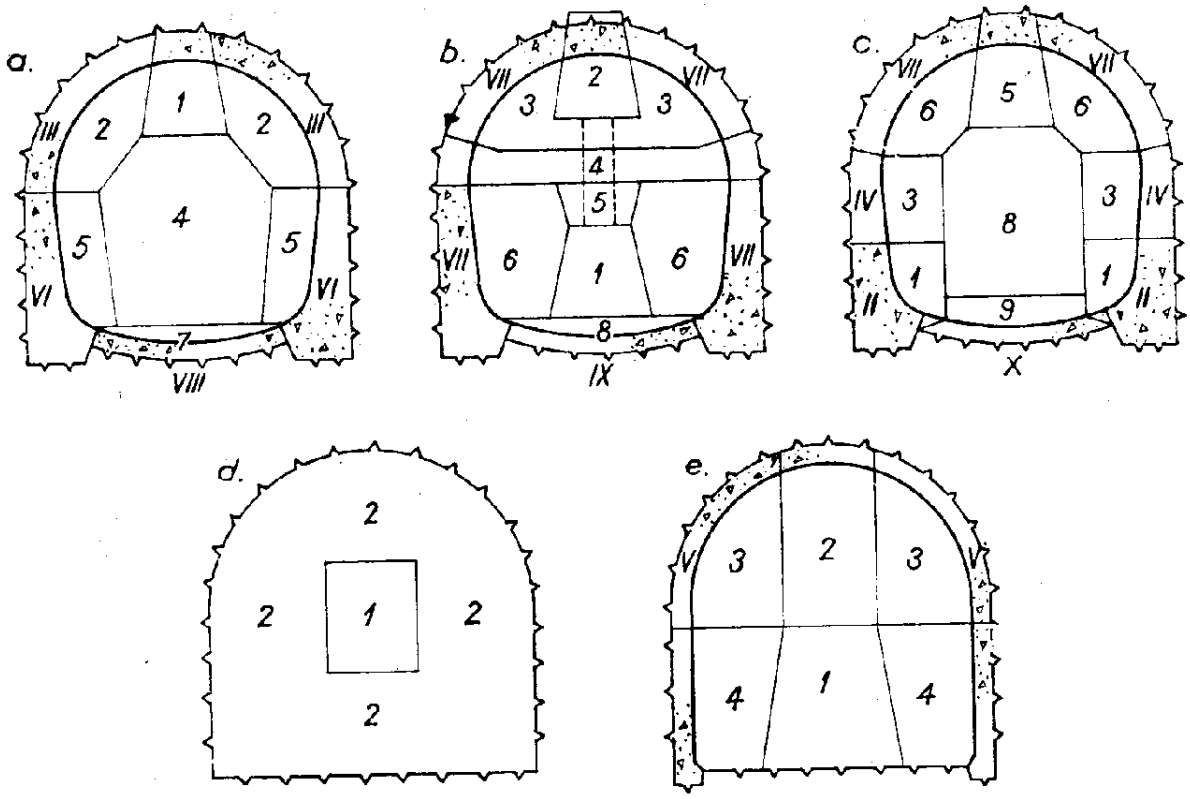


Fig. 13-62. Scheme privind metodele de excavare cu galerii de înaintare la secţiune redusă şi lărgire ulterioară a secţiunii:

a — metoda bolţii superioare (belgiană); *b* — metoda austriacă; *c* — metoda miezului central (germană); *d* — metoda cu galerie centrală de înaintare; *e* — metoda cu secţiune lărgită; *1, 2, 3, IV ... 6, VII* etc. ordinea de execuţie a lucrărilor în secţiune (cu cifre arabe — lucrări de excavaţii, cu cifre romane — lucrări de betonare).

6... 8 m de front, se execută în tronsoane următoarele operaţii: lărgirea bolţii superioare *2*, betonarea bolţii *III*, excavarea părţii centrale a secţiunii *4*, excavarea şi betonarea pereţilor *5*, *VI*, excavarea şi betonarea radierului *7*, *VIII*. Mai există o variantă a metodei belgiene în care, înaintea sau concomitent cu execuţia galeriei direcţionale la partea superioară, se execută o galerie direcţională şi la partea inferioară, care serveşte la îmbunătăţirea transporturilor pe galerie. La această metodă, datorită faptului că bolta galeriei se betonează de la început, tasările rocii din tavan vor fi mici. Acest lucru constituie un avantaj în cazul galeriilor situate la mică adîncime faţă de suprafaţa terenului, construite de exemplu în oraşe, pentru alimentări cu apă sau canalizări.

Metoda austriacă (fig. 13—62, *b*) se foloseşte în roci compresibile, cu împingeri variabile de-a lungul traseului. Se execută iniţial galeria direcţională la partea inferioară *1*, din care alternativ se execută suitori (şubere) pentru intrarea şi atacarea galeriei superioare *2*, care avansează în paralel cu galeria *1*. Apoi din spate, în tronsoane de 2 m sau 4 m, se încep lărgirile secţiunii şi lucrările de betonare, în ordinea prezentată în figura 13—62, *b*.

Metoda austriacă necesită un consum ridicat de lemn şi manoperă în multiplele faze de execuţie, care în general nu permit mecanizarea lucrărilor. Totuşi, în urmă cu decenii ea a fost mult aplicată, datorită rezultatelor bune obţinute. La noi în ţară metoda austriacă a fost aplicată la execuţia unor tronsoane grele ale galeriei de aducţiune a *U. H. Bicaz*. De asemenea s-a aplicat în prima fază de execuţie a unor tronsoane de la galeria de fugă a *U.H. Argeş*, într-o variantă cu galeria direcţională din bolţari şi betonarea în prima fază a radierului (pentru a realiza o bună rezemare a restului căptuşelii), aşa cum se prezintă în figura 13—63. Deoarece în cazul presiunilor extrem de mari întîlnite pe traseul galeriei de fugă Argeş (în special tronsonul Rotunda), metoda nu a dat rezultate satisfăcătoare, ea a fost înlocuită cu o metodă de execuţie modernă, prin aplicarea spriţbetonului.

În figura 13—62, *c* se prezintă *metoda miezului central* sau *germană*, care este aplicabilă la galerii de gabarite foarte mari (lăţimi peste 10 m) executate în roci slabe, nestabile, ce produc împingeri mari. Execuţia începe prin atacarea a două galerii laterale *1* şi betonarea pereţilor. Metoda în ansamblu este puţin productivă.

Metoda cu galerie centrală de înaintare (fig. 13—62, *d*) se aplică la galerii de secţiuni mari, în roci tari. Metoda se pretează la un grad ridicat de mecanizare a lucrărilor, dar avansările la galeria direcţională sînt mici datorită dificultăţilor de transport.

În figura 13—62, *e* se prezintă o variantă de aplicare a metodei austriece în roci tari, care nu necesită sprijiniri speciale, metoda cu secţiune lărgită. Aplicarea ei la galeriile de secţiuni mari permite obţinerea unor economii de explozivexcavarea celei mai mari părţi din secţiune făcîndu-se în situaţia cu două feţe la zi — şi o excavaţie mai apropiată de profilul teoretic la boltă. În ţara noastră metoda s-a aplicat cu bune rezultate la execuţia tunelului de acces la coronamentul barajului *Vidraru—Argeş* (lăţime 9,20 m).

În concluzie trebuie arătat că, în general, metodele de excavare cu galerii de înaintare la secţiune redusă şi lărgirea ulterioară a secţiunii nu permit obţinerea unor productivităţi deosebite, nici la excavaţii, nici la betonare. În prezent aceste metode se aplică numai în cazuri speciale, avînd mai mult o valoare istorică.

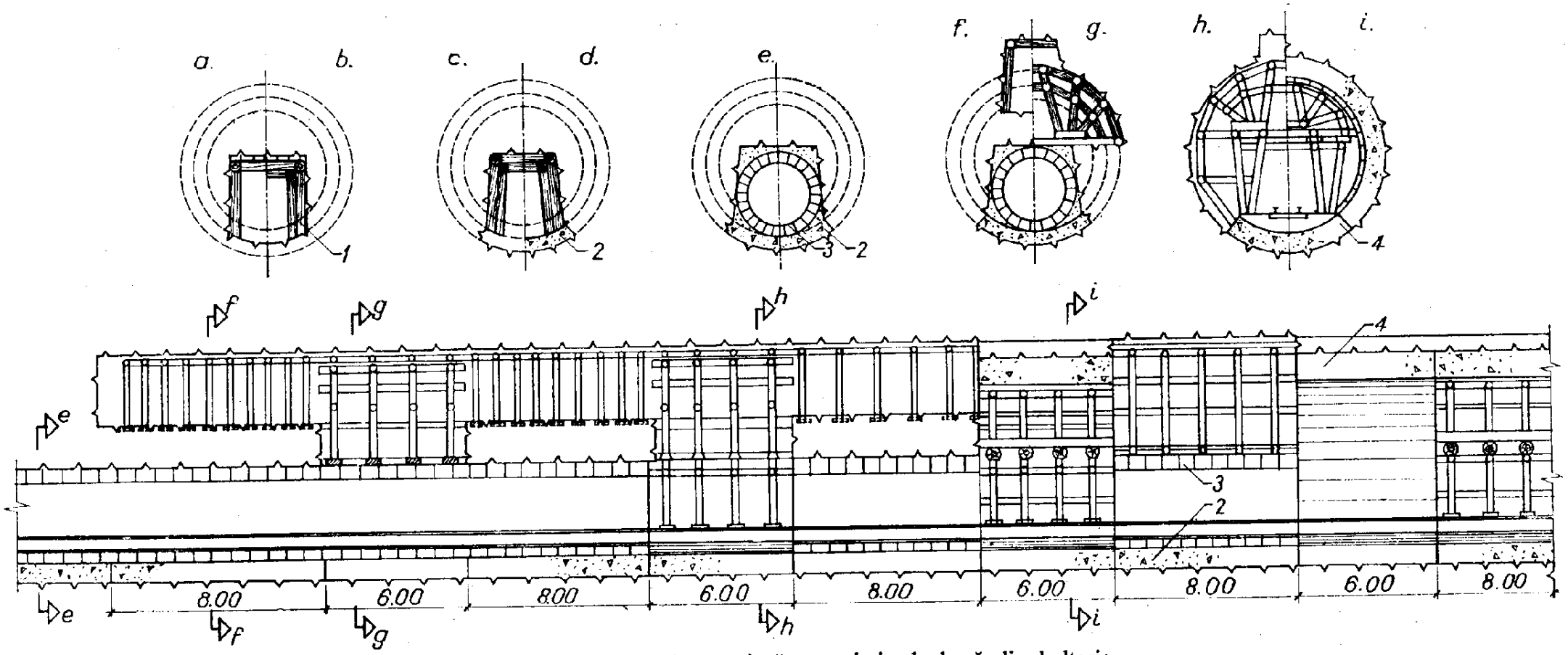


Fig. 13-63. Metoda austriacă cu galeric de bază din bolţari:

a — galerie de bază; *b* — dublarea sprijinirilor; *c* — excavare radier; *d* — betonare radier; *e* — zidirea căptuşelii provizorii din bolţari; *f* — excavare galerie superioară; *g* — excavare la nivelul şvelerului; *h* — introducerea buţilor, excavare completă; *i* — betonare inel exterior; *1* — sprijiniri; *2* — radier; *3* — bolţari din beton; *4* — căptuşeală definitivă.

51. Metode de excavare a galeriilor forţate şi puţurilor

Puţurile şi galeriile cu înclinare mare (suitorii) sînt lucrări dificile din punctul de vedere al execuţiei, de aceea alegerea soluţiilor se face pe baza unor studii foarte minuţioase.

În stîncă bună excavarea puţurilor se poate face atît de sus în jos cît şi de jos în sus. Recomandabilă este metoda de sus în jos, datorită unei productivităţi superioare şi a unei siguranţe sporite. Operaţiile de lucru sînt aceleaşi ca la excavarea galeriilor, pentru evacuarea sterilului, în cazul excavării de sus în jos, fiind necesar un turn de extracţie. Excavarea se face la secţiune plină, cu betonarea imediată a tronsoanelor gata excavate.

La puţurile excavate de jos în sus, secţiunea puţului se compartimentează, existînd compartimente de evacuare a materialului şi de circulaţie. Se acordă o atenţie deosebită respectării normelor de tehnica securităţii muncii.

În cazul puţurilor executate în terenuri slabe se pot aplica metode speciale de execuţie cu palplanşe, cu chesoane deschise sau închise, sau procedee speciale de consolidare a terenurilor (îngheţare, injecţii).

În figura 13—64 se prezintă schema lucrărilor de excavare la galeria forţată a centralei *Kubatao*. De remarcat că lucrarea a fost atacată din ambele sensuri.

52. Lucrări de împuşcare în subteran

Excavarea în toate categoriile de roci, de la moi pînă la cele mai tari, se face aproape întotdeauna cu ajutorul explozivilor. Excavarea cu explozivi cuprinde următoarele operaţii: alegerea explozivului, stabilirea distribuţiei şi lungimii găurilor de perforat în front (schema de puşcare), perforarea găurilor, încărcarea şi aprinderea lor. Toate aceste operaţii se denumesc de obicei lucrări de împuşcare, deşi împuşcarea propriu-zisă constă numai din încărcarea cu exploziv a găurilor forate şi aprinderea lor [2].

Explozivii sînt substanţe care aprinse au proprietatea să ardă într-un timp foarte scurt (fracţiuni de secundă) degajînd mari cantităţi de gaze şi căldură. Dacă explozivul arde într-o gaură de mină sau într-un spaţiu mic închis, încît gazele degajate să nu poată ieşi afară, atunci ele apasă asupra pereţilor cu o presiune foarte mare şi îi rup. Momentul arderii explozivului, însoţit de detunătură, se numeşte *explozie*. Explozivii se împart în două mari clase: *explozivi detonanţi* şi *explozivi lenţi*.

Explozivii detonanţi sau *brizanţi* fac explozia într-un timp extrem de scurt $\left(\frac{1}{20\,000} \ldots \frac{1}{50\,000}\ \text{s}\right)$. Presiunea mare care se dezvoltă are şi efecte dinamice puternice care sfărîmă roca în bucăţi mici pe care le împrăştie. La noi în ţară ca explozivi de acest tip se folosesc dinamitele şi amonitele. Dintre dinamite, cea mai întrebuinţată este dinamita tip II, denumită şi *trinitrică*. Ea conţine ca substanţe principale nitroglicerină (30%), mono şi trinitrotoluen (5%) şi azotat de amoniu (57%). Are o brizanţă mare (viteza de detonaţie circa 6 000 m/s) şi se foloseşte în special pentru împuşcări în zone unde nu trebuie să stea prea mult

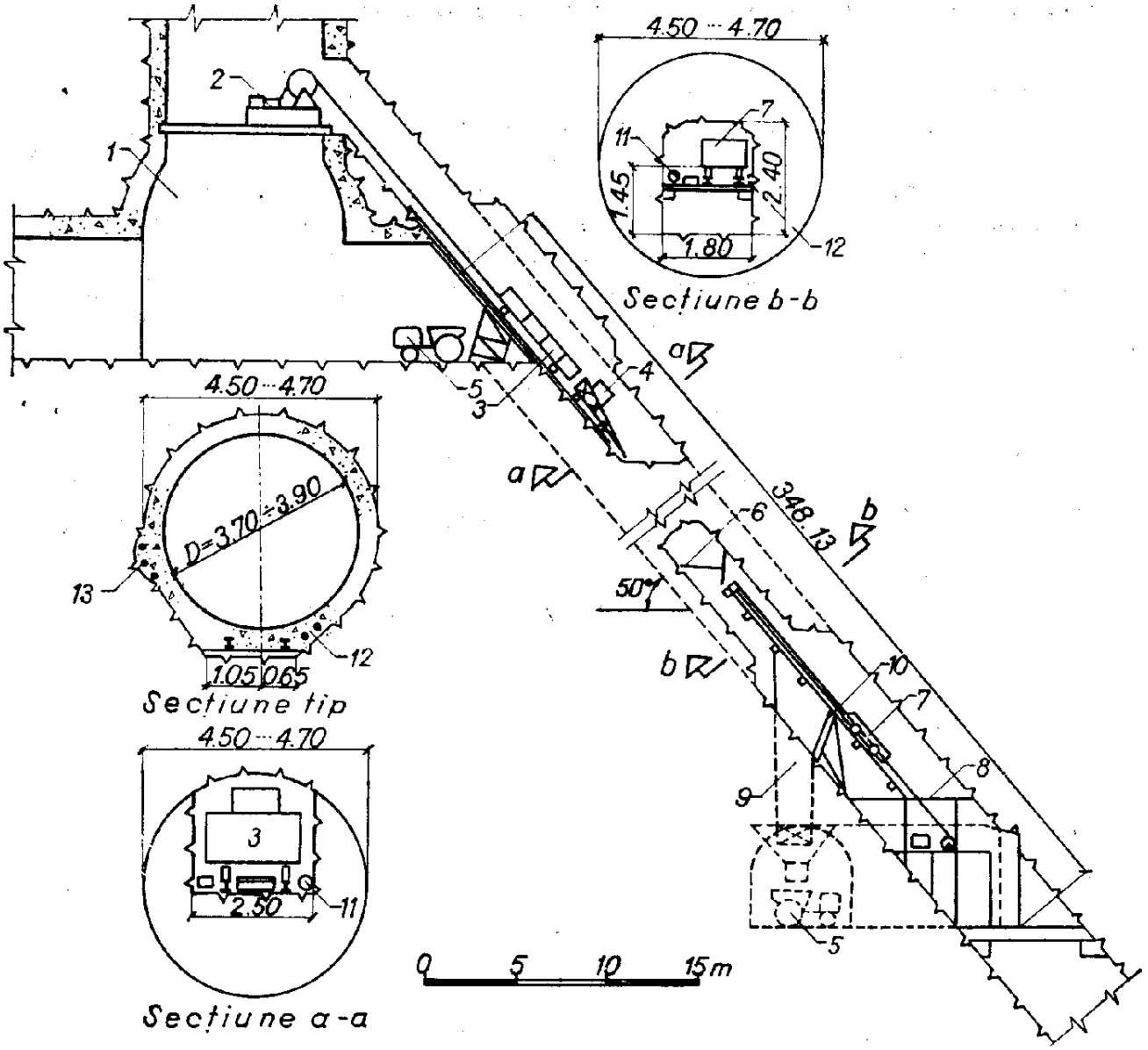


Fig. 13-64. Schema excavațiilor la galeria forțată U. H. Kubatao:
1 — casă de vane; *2* — troliu 15 t; *3* — vagon pentru steril 8 m³; *4* — skip; *5* — dumper; *6* — platformă de foraj; *7* — skip pentru transport oameni; *8* — eșafodaj; *9* — puț pentru evacuat steril; *10* — baricadă; *11* — ventilație; *12* — conducte apă, aer; *13* — conductori electrici.

în apă. Dintre amonite se folosește astralita în compoziția căreia intră circa 80% azotat de amoniu, 12% trinitrotoluen și 4% nitroglicerină. Astralita cu o brizanță ceva mai redusă ca dinamita (viteza de detonație 4 800 m/s), este sensibilă la apă, pe care o absoarbe, dar este mai sigură la manipulare. Pentru împușcări în zone periculoase cu gaze există explozivi speciali, de siguranță.

Explozivii lenți sau *deflagranți*, cum este praful de pușcă, fac explozia mai lent (1/100 s, viteza de detonație circa 330 m/s) și au efecte dinamice mai mici. Se întrebuințează la unele cariere unde roca trebuie ruptă în bucăți mari.

Pentru aprinderea explozivului se folosește material de aprindere: capse, fitil de împușcat, material pentru aprinderea electrică. Capsa este făcută dintr-un tub

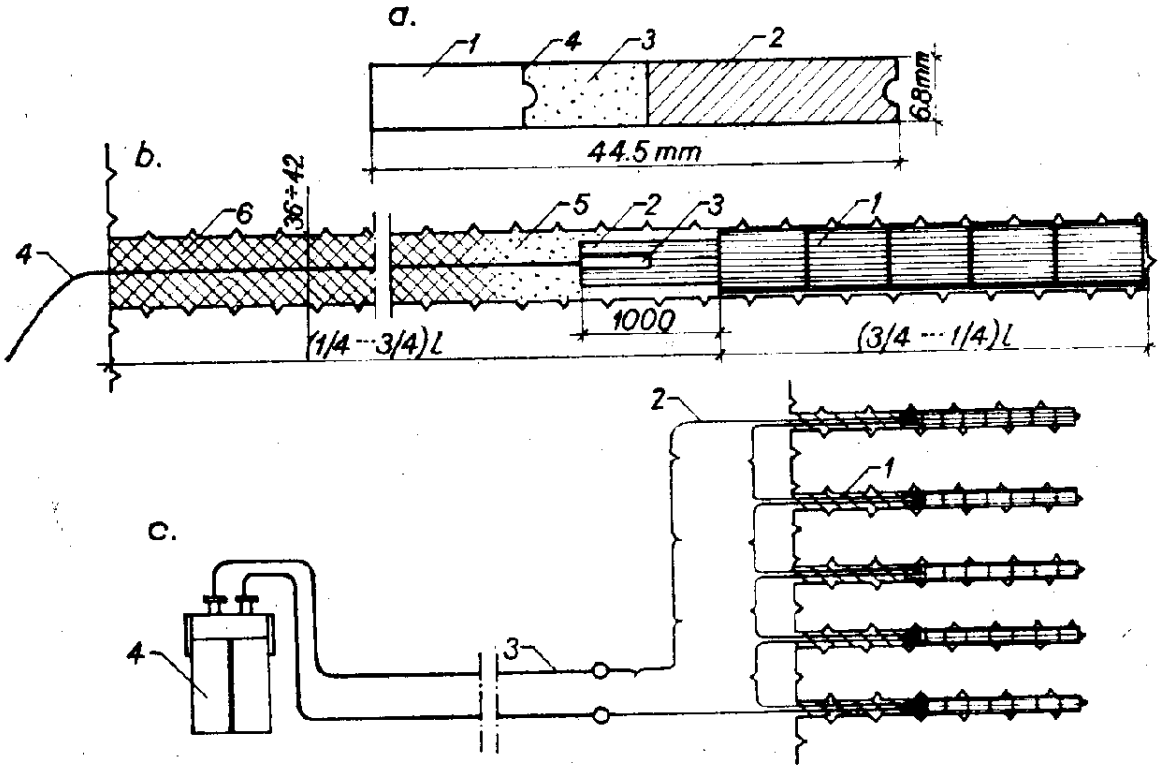


Fig. 13-65. Excavarea rocii prin împuşcare:

a — capsă pirotehnică N8; *1* — tub de aramă sau aluminiu; *2* — trotil; *3* — fulminat de mercur; *4* — capac; *b* — încărcarea găurii cu exploziv; *1* — patroane de dinamită; *2* — patron armat (cu capsă); *3* — capsă; *4* — fitil de aprindere; *5* — buraj uşor îndesat; *6* — buraj; *c* — schema unei împuşcări electrice; *1* — găuri; *2* — reoforii capselor electrice legaţi în serie; *3* — cablu electric; *4* — explozor.

de aramă sau aluminiu, umplut ceva mai mult de jumătate cu materie explozivă (trotil şi fulminat de mercur) (fig. 13—65, *a*). Aprinderea capsei se poate face prin fitil de împuşcat sau electric.

Fitilul de împuşcat (tip *Bikford*) este alcătuit din mai multe învelişuri de iută sau cînepă izolate, avînd la mijloc un fir de praf de puşcă negru, care aprins, arde cu viteza de 0,5 ... 0,6 m fitil/min. Pentru a face aprinderea electrică este nevoie de capse speciale, care pot fi instantanee sau cu întîrziere, un cablu prin care curentul ajunge la frontul de împuşcare şi curent electric. Acesta poate fi produs pe loc de o maşină portativă, numită *explozor*, sau poate fi luat direct de la reţeaua electrică. Avantajul împuşcării electrice constă în faptul că explodarea poate fi comandată la momentul dorit, nemaifiind legată de viteza de ardere a fitilului. Prin folosirea capselor cu întîrzieri gradate, explozia găurilor din front poate fi cu uşurinţă ordonată în ordinea dorită. În figura 13—65, *b* se prezintă modul de încărcare a unei găuri cu exploziv (în procedee mai recente burajul lipseşte), iar în figura 13—65, *c* se dă schema legării unor găuri în serie, pentru împuşcare electrică.

Stabilirea lungimii şi distribuţiei găurilor ce urmează a fi forate în front (schema de împuşcare) este o operaţie de cea mai mare însemnătate, fiindcă de ea depinde felul ruperii şi consumul de explqziv. Ruperea rocii trebuie realizată cît mai aproape de profilul teoretic al secţiunii, iar sterilul rezultat să fie cît mai mărunt, pentru a putea fi încărcat uşor. În figura 13—66 se prezintă cîteva

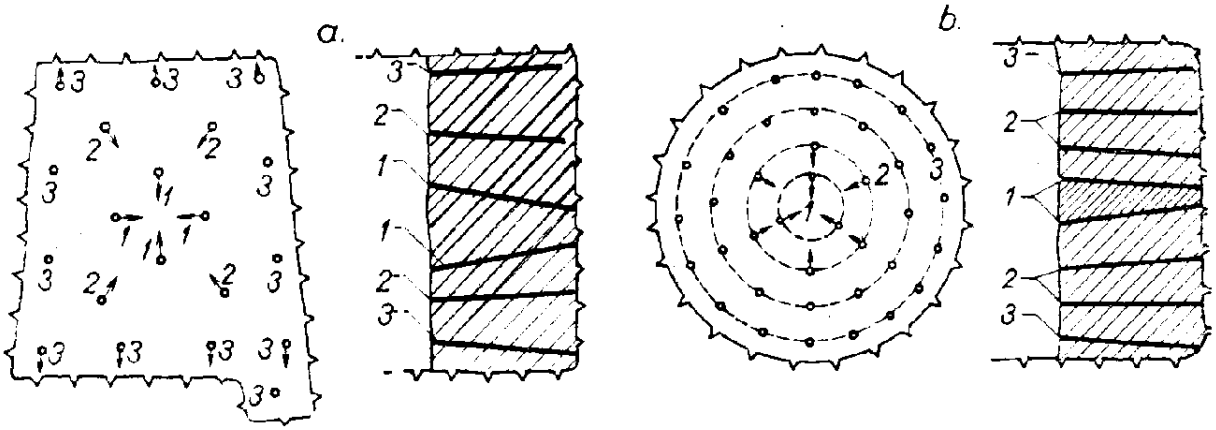


Fig. 13-66. Scheme de împușcare la galerii hidrotehnice:
a — secțiune trapezoidală; *b* — secțiune circulară; *1* — găuri de simbure; *2* — găuri de lărgire; *3* — găuri de profilare.

scheme de împușcare. Ele sînt foarte variate și chiar la aceeași galerie se modifică în timpul execuției, funcție de natura și stratificația rocii întîlnite. La orice schemă de forare, urmărind din centru spre margini, se disting găurile de sîmbure, care explodează primele, apoi găurile de lărgire și găurile de profilare.

Diametrul găurilor este cuprins între 32 ... 45 mm și trebuie să depășească cu 4 ... 5 mm diametrul cartușelor de exploziv folosite. Adîncimea găurilor este cuprinsă obișnuit între 1 și 2 m. La secțiuni sprijinite, adîncimea găurilor, din care rezultă pasul de înaintare, nu poate depăși lungimea pe care lucrarea poate sta nearmată.

Găurile de sîmbure, explodînd primele, au rolul de a produce o scobitură (un făgaș sau sîmbure) pentru a crea o a doua față liberă. În acest mod ruperea rocii produsă prin explozia celorlalte găuri se face în condițiuni mai bune. În zona sîmburelui găurile au o desime mai mare și se încarcă cu cantități sporite de exploziv (cu 20 ... 25% mai mult ca la celelalte găuri). Din motivele arătate găurile de sîmbure converg (au tendința să se întîlnească) în interiorul frontului, deosebindu-se din acest punct de vedere sîmburi conici sau piramidali, sîmburi pană, sîmburi triunghi etc.

Găurile de lărgire se perforează pe unul sau două rînduri în jurul sîmburelui, funcție de tăria rocii și mărimea profilului, avînd și ele o ușoară înclinare spre axul galeriei. La secțiunile mici găurile de lărgire pot lipsi.

Găurile de profilare explodează ultimele și au rolul de a crea un profil cît mai apropiat de cel teoretic. Ele sînt plasate mai dese, la distanțe de 0,20 ... 0,25 m de marginea teoretică a profilului și sînt paralele cu axul galeriei, sau ușor divergente (înclinate spre exterior). Încărcătura pe gaură este mai mică decît la celelalte tipuri de găuri. Pentru galerii care rămîn necăptușite încărcătura se limitează la circa 200 grame exploziv/gaură.

Numărul de găuri pe metru pătrat de secțiune variază în limite largi cu tăria rocii și cu mărimea profilului excavat. În condiții normale el variază între 1,8 și 2,5 găuri/m^2 de galerie. Consumul de exploziv este în jur de 0,40 ... 1,00 kg exploziv/m^3 de rocă excavată. Numărul de găuri și consumul de exploziv crește la galeriile de secțiune redusă și în cazul rocilor foarte tari.

53. Instalaţii pentru execuţia lucrărilor subterane

Instalaţiile necesare la un front de lucru în galerie sînt următoarele:

— instalaţii pentru transportul materialului (sterilul) rezultat din excavare: mijloace auto, linii de cale ferată îngustă, vagoneţi, benzi rulante, turnuri de extracţie etc.;

— instalaţii de aer comprimat (pentru forare, uneori pentru instalaţiile de încărcare, ventilaţie, epuisment);

— instalaţii de ventilaţie;

— instalaţii de epuisment (pompe şi conducte);

— instalaţii de alimentare cu apă;

— instalaţii de iluminat;

— instalaţii de forţă, cînd în galerie există utilaje care funcţionează cu energie electrică.

La fiecare fereastră sau puţ de atac trebuie să existe echipamentul mecanic şi electric necesar pentru deservirea instalaţiilor amintite: staţii de compresoare, staţii de pompe, instalaţii de forţă, staţii de întreţinere şi reparaţii pentru utilaje etc. Avînd în vedere izolarea şi în general posibilităţile grele de acces la astfel de lucrări, de obicei la ferestrele de atac se asigură şi cazarea personalului operativ, în colonii muncitoreşti cu toate dotările necesare.

§ 14. METODE MODERNE DE EXCAVARE

54. Generalităţi

Metodele moderne de excavare sînt în general variante perfecţionate ale metodei de excavare la secţiune plină, descrisă mai înainte. Perfecţionările constau în mecanizarea operaţiilor, aplicarea unor procedee noi de susţinere şi consolidare a masivului, optimizarea procesului tehnologic etc.

La excavarea rocilor moi şi de tărie mijlocie un progres important s-a realizat încă din secolul trecut prin folosirea scuturilor. Mai recent, în cazul rocilor dure, au apărut maşini de excavat cu freze rotative, care forează secţiunea galeriei sau puţului, eliminînd folosirea materialelor explozive.

55. Perfecţionări ale metodei de excavare la secţiune plină

Excavarea la secţiune plină a unei galerii reprezintă un proces tehnologic ciclic, ciclul fiind totalitatea lucrărilor ce se execută între două puşcări succesive. În figura 13—67 se prezintă ciclograma lucrărilor de excavare la o galerie cu secţiunea de 110 m^2. La metodele actuale de execuţie ale galeriilor la secţiune plină s-au realizat îmbunătăţiri faţă de metodele clasice prin reducerea duratei de execuţie a lucrărilor din ciclogramă, în special a celor de durată mare.

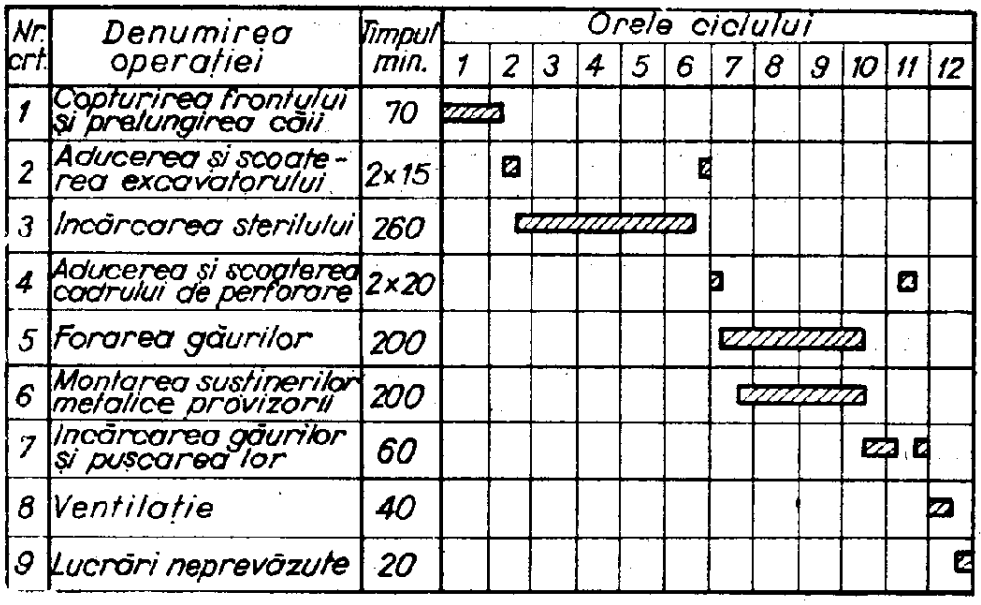


Fig. 13-67. Ciclograma lucrărilor de excavație la o galerie executată la secțiune plină.

La galeriile cu gabarite mari s-a renunțat la mijloacele de transport pe cale ferată îngustă. Ele au fost înlocuite cu utilaje de încărcat și transportat pe pneuri, cu mobilitate și viteză mai mare.

Timpul de încărcare a sterilului, care constituie una din operațiile cu durata cea mai mare din ciclu, s-a redus prin folosirea mașinilor de încărcat steril, prin realizarea unui grad de sfărîmare ridicat al rocii rezultate din explozii și prin organizarea rațională a transporturilor la front. Timpul de forare a frontului s-a redus, prin folosirea unor utilaje de perforat cu productivitate ridicată. Ca realizări în această direcție se pot menționa folosirea unor perforatoare cu viteză mare de perforare, forezele autopropulsate, precum și cadrele pentru forare.

Alte perfecționări s-au realizat prin îmbunătățirea schemelor de forare a frontului, prin amplasarea și lungimea găurilor, cît și prin modul de încărcare cu exploziv. Dacă distribuția găurilor rămîne încă o problemă care depinde în special de experiența personalului care lucrează în front, unele îmbunătățiri în problema încărcării cu exploziv au permis obținerea unor avansamente maxime în raport cu lungimea forată și a unor profile tot mai apropiate de cele teoretice. În această direcție se menționează folosirea încărcărilor discontinue la găurile pe contur, îndesirea găurilor pe contur și încărcarea lor alternantă (una încărcată, una neîncărcată) etc.

Folosirea unor sisteme noi de sprijiniri în locul celor clasice de lemn, a redus durata operației de sprijinire a profilului în condiții de siguranță și de preț de cost avantajos. În această direcție se pot aminti sprijinirile cu cintre metalice, plasă de sîrmă și ancore, șpriț-beton, prefabricate etc.

Perfecționările aduse au contribuit la mărirea sensibilă a avansamentelor la excavarea galeriilor și la creșterea siguranței lucrărilor. De exemplu în țara noastră creșterea avansamentelor la galerii în rocă bună, la un front de înaintare, au evoluat astfel:

— la galeria de aducțiune a *U. H. Sadu V* ($D = 1{,}80$ m) (1950—1956), 30 ... 40 m/lună, la un front de lucru cu mijloace obișnuite;

— la galeria de aducţiune a *U. H. Argeş* ($D = 5{,}15$ m) (1962—1964), 50 ... 60 m/lună, folosind sprijiniri cu plasă şi ancore, scheme îmbunătăţite de forare şi încărcare, utilaje de încărcat;

— la galeriile *U. H. Lotru* ($D = 2{,}2$ ... 5,6 m) (1970—1972), 80 ... 120 m/lună, folosind foreze autopropulsate pentru perforare, mecanizarea lucrărilor de încărcat steril, mijloace auto pentru transporturi pe galerie sau trenuri-siloz la galerii cu gabarit redus, sprijiniri cu plasă, ancore şi şpriţbeton.

În tabelul 13—10 se prezintă comparativ avansamentele realizate la cîteva galerii de la U. H. Argeş şi U. H. Lotru. De remarcat creşterea sensibilă a avansamentelor atunci cînd se folosesc mijloace moderne de lucru.

TABELUL 13-10

Amenajarea	Galeria	Avansamente			Observaţii
		minime	medii	maxime	
U.H. Argeş	Doamnei $D = 3{,}00$ m	—	60	130	excavat+betonat
	F. Cernat amonte $D=2{,}75$ m	—	60	90	excavat+betonat
	F. Cernat aval $D = 3{,}00$ m	—	65	118	excavat+betonat
	F. Vîlsan amonte $D=3{,}00$ m	—	66	105	excavat+betonat
	F. Valea cu Peşti $D=3{,}00$ m	5	78	130	excavat+betonat
	Topolog $D=3{,}25$ m	—	123	170	excavat+parţial betonat
	F. Topolog	—	122	170	excavat+parţial betonat
	F. Cumpăna	—	124	144	excavat+parţial betonat
U.H. Lotru	Principală $D = 5{,}00$ m	28	59	81	excavat+betonat
	F. Mănăileasa-priză	19	53	74	excavat+betonat
	F. Mănăileasa-Rudăreasa	40	60	90	excavat+betonat
	F. Castel-Rudăreasa, Galeria de fugă	60	104	120	cu jumbo
	F. Centrală-Mălaia	36	64	90	excavat+betonat
	F. Mălaia-Centrală, Nord-Gravitaţional	65	80	90	excavat+betonat
	F. Haneş-Steaja	50	130	230	excavaţii cu tren
	F. Goaţa-Steaja	90	149	190	siloz

Adoptarea sistemelor noi de sprijiniri cu plasă, ancore şi şpriţbeton a permis aplicarea metodei de execuţie la secţiune plină la galerii în roci slabe şi cu presiuni mari. În aceleaşi condiţii în trecut se aplicau metode cu tehnologii complicate şi productivităţi scăzute, cum sînt metoda austriacă, germană etc.

56. Metode de excavare la secţiune plină şi sprijiniri combinate din ancore, cintre şi şpriţbeton

Folosirea cintrelor metalice pentru susţinerea provizorie a galeriilor şi a puţurilor hidrotehnice reprezintă un progres faţă de sprijinirile de lemn, deoarece acestea ocupă un spaţiu din secţiune mult mai redus şi au rezistenţe mai mari.

În secțiunea galeriei rămîne un spațiu liber mai mare care permite aplicarea mecanizării. În cazul inelelor care intră în presiune, cintrele pot fi înglobate în căptușeala de beton, înlocuind parțial armătura de oțel-beton a căptușelii.

Folosirea ancorelor reprezintă un progres și mai sensibil deoarece ea modifică concepția de susținere a golului excavat. Prin sprijinirile cu ancore se urmărește ca masivul să participe la preluarea eforturilor produse din cauza excavării golului galeriei, prin formarea unor bolți de susținere, și totodată să limiteze dezvoltarea acestor eforturi. În acest sens s-au dezvoltat diverse sisteme de ancoraje pe baza următoarelor principii:

— realizarea unei zone de rocă precomprimată în jurul golului excavat, prin folosirea ancorelor cu pană tensionate;

— consolidarea masivului prin legarea straturilor, datorită efortului de frecare între ancorele betonate și rocă;

— folosirea combinată a efectului de frecare și de precomprimare.

În fig. 13—68 se prezintă cîteva tipuri de ancore. În principiu se deosebesc două tipuri de ancore:

— *ancore cu pană* (fig. 13—68, *a*), care au un capăt ce se prinde în rocă prin împănare, iar de la capătul opus se face tensionarea;

— *ancore betonate* (fig. 13—68, *b*, *c*, *d*, *e*), care prin diverse procedee se betonează sau se injectează în gaura forată.

În figura 13—69 se prezintă direcțiile eforturilor principale în cazul unui acoperiș nesusținut, susținut cu ancoră cu pană și susținut cu ancoră betonată.

Principiile de bază ale ancorării au fost rezumate astfel de *Rabcewicz:*

— masivul trebuie să fie suficient de rezistent ca să permită fixarea, fără posibilități de cedare, a penelor, betonului, dispozitivelor expandabile;

— suprafața masivului între capetele ancorelor trebuie protejată împotriva curgerii sau înmuierii rocii;

— ancorarea trebuie să urmeze cît mai repede după excavare, înaintea producerii fenomenelor de cedare în zonă;

— este necesară existența unui strat solid în masiv de care să se ancoreze zonele mai slabe, atunci cînd suprafața de ancorat este plană și nelimitată; cînd există suprafețe în formă de boltă, prin precomprimare, la ancore cu pană, sau coaserea pachetelor de rocă, la ancore betonate, se formează un inel autoportant.

În figura 13—70 se prezintă modul de formare a bolții în cazul unor ancore cu pană. Este foarte important ca ancora să exercite efectul de precomprimare pe o direcție cît mai perpendiculară pe planul stratificației rocilor, așa cum se prezintă în figura 13—71.

Ancorele betonate realizează consolidarea rocilor prin coaserea straturilor, prin fenomenul de aderență și frecare între ancoră — beton — masiv.

Distanța între ancore și lungimea lor se determină pe cale experimentală funcție de categoria rocii și de dimensiunile golului excavat. Lungimea ancorelor trebuie să depășească înălțimea bolții de surpare a galeriei. Distanța dintre ancore este în general jumătate din lungimea lor. Există și formule de calcul cu o valoare mai mult orientativă. Astfel la ancore cu pană, distanța dintre ancore *a*, egală

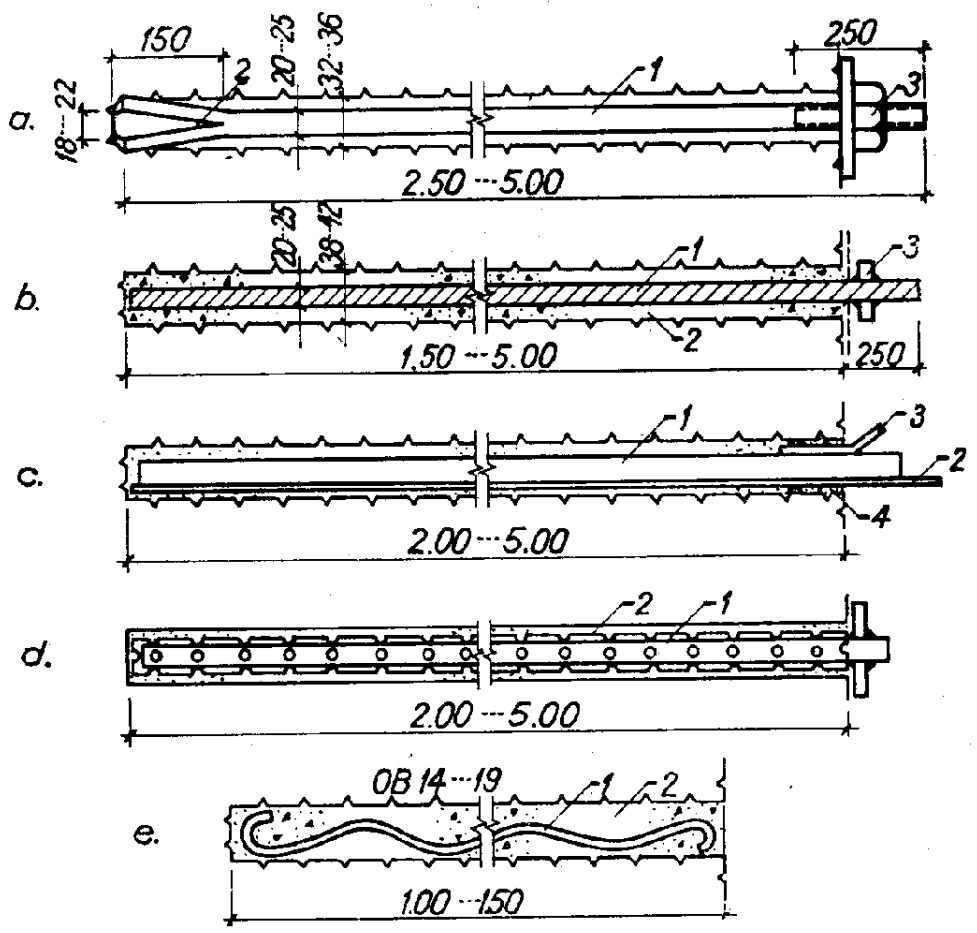


Fig. 13-68. Tipuri de ancore:

a — ancoră cu pană; *1* — ancoră; *2* — pană; *3* — sistem cu piuliță și filet pentru pretensionare; *b* — ancoră betonată; *1*—oțel periodic; *2* — mortar; *3* — colier sudat; *c*—ancoră injectată; *1* — ancoră; *2* — tub de injecție; *3* — tub de evacuare aer; *4* — dop de beton; *d* — ancoră perfo; *1* — ancoră; *2* — tub perforat umplut inițial cu mortar; *e* — ancore pentru prevenirea umflărilor de roci; *1* — oțel-beton; *2* — mortar.

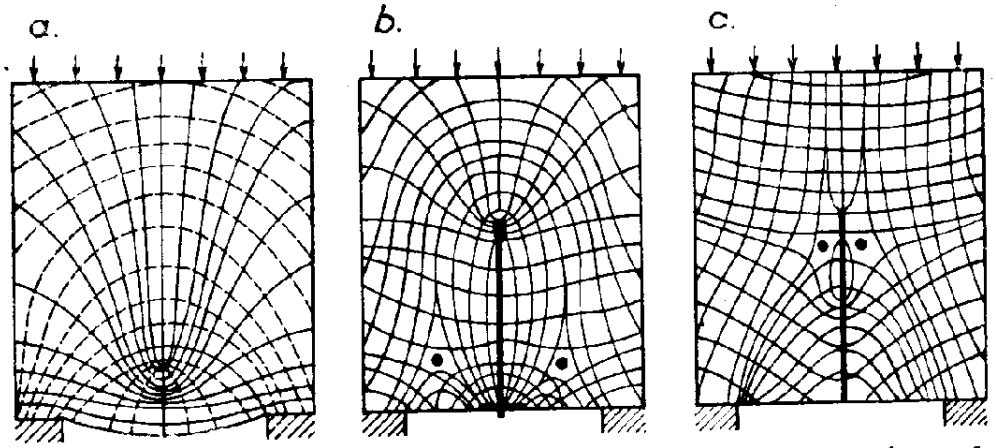


Fig. 13-69. Repartizarea eforturilor în tavanul unui model experimental:

a — tavan nesusținut; *b* — susținere cu ancoră cu pană; *c* — susținere cu ancoră betonată.

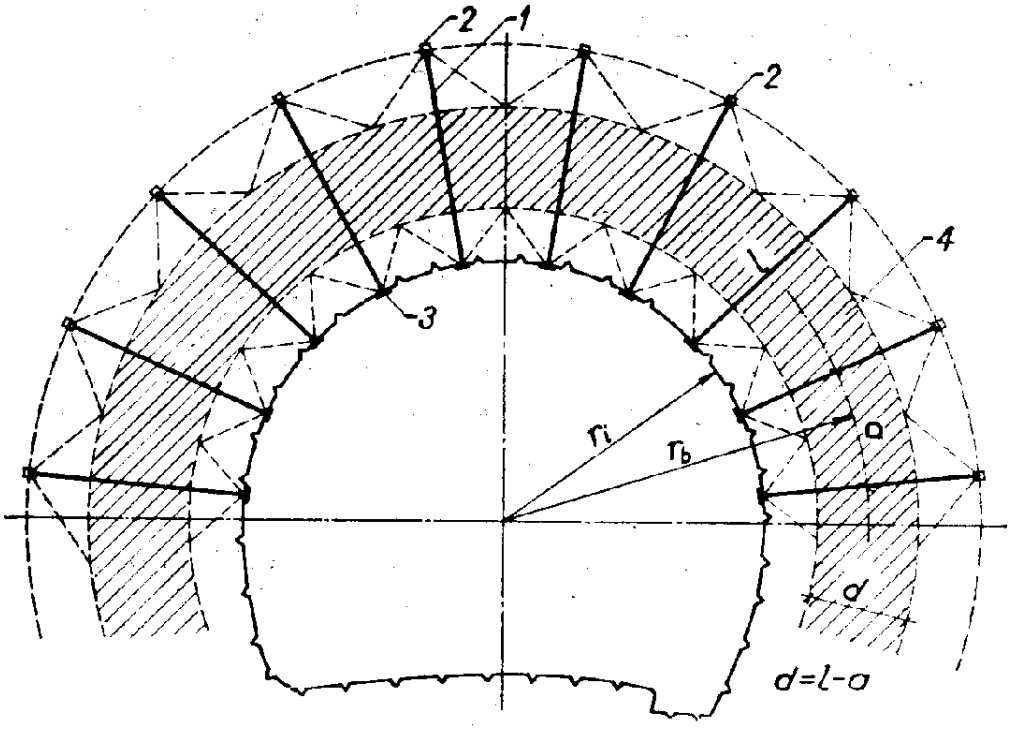


Fig. 13-70. Schema formării bolții de susținere la o galerie ancorată:
1 — ancoră; *2* — pană; *3* — sistem cu piuliță și filet pentru pretensionare; *4* — boltă precomprimată.

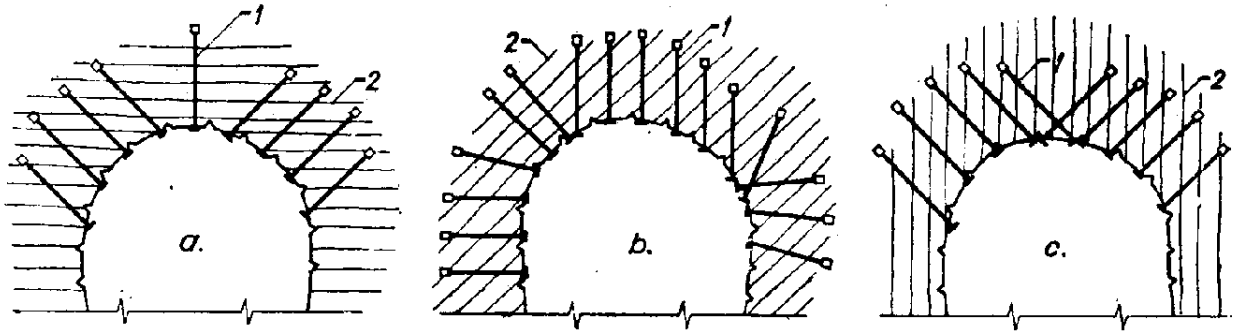


Fig. 13-71. Ancorarea unor galerii cu diverse înclinări ale stratificației:
a — orizontală; *b* — înclinată; *c* — verticală; *1* — ancore cu pană; *2* — stratificație.

ca mărime longitudinal și transversal pe galerie, se poate determina din condiția ca ancora să susțină roca aferentă din bolta de surpare:

$$a = \sqrt{\frac{\sigma_c \pi d^2}{4c\gamma_s l}}. \tag{65}$$

unde:

d — diametrul ancorei;
σ_c — rezistența de curgere a oțelului;
c — coeficientul de siguranță;
γ_s — greutatea volumetrică a rocii;
l — lungimea ancorei.

Sprijinirile cu șpriț-beton se aplică la rocile relativ tari, care în contact cu apa și aerul se degradează sau se umflă (rocile argiloase). Metoda constă în

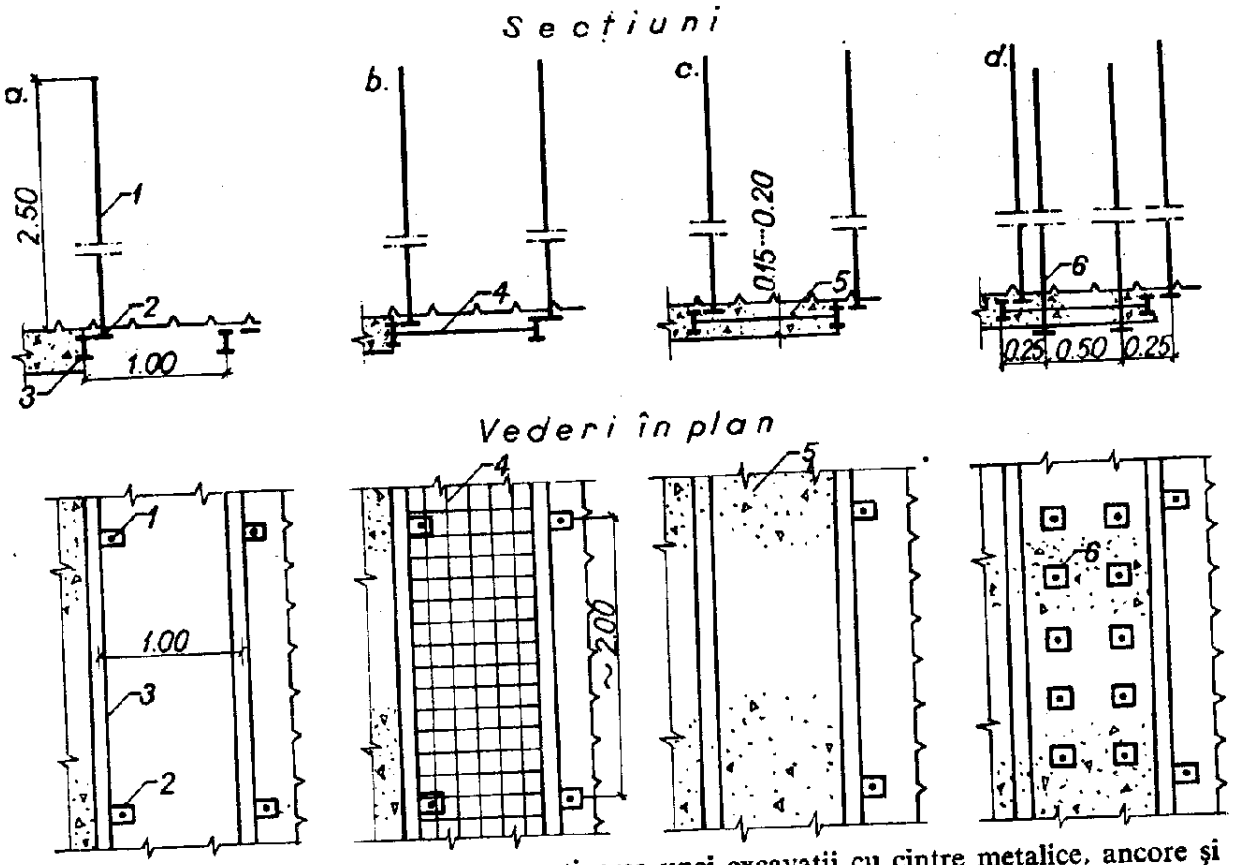


Fig. 13-72. Fazele de lucru pentru susţinerea unei excavaţii cu cintre metalice, ancore şi şpriţbeton:

a — montarea cintrului; *b* — montarea ancorelor cu pană şi plasei de protecţie; *c* — aplicarea şpriţbetonului; *d* —montarea ancorelor betonate; *1* — ancore cu pană; *2* — urechi sudate; *3* — cintru; *4* — plasă de protecţie; *5* — şpriţbeton; *6* — ancore betonate.

aplicarea, imediat după deschiderea excavaţiei, pe roca proaspăt copturită, a unui strat de şpriţbeton cu grosimea de cîţiva cm (minimum 2,5 cm, maximum 10 ... ... 15 cm). Astfel roca este ferită de contactul cu apa şi aerul care o degradează şi îşi păstrează calităţile geotehnice iniţiale. Spriţbetonul pătrunde în fisurile de suprafaţă ale rocii, contribuind la creşterea rezistenţei generale a masivului în jurul golului (cînd este aplicat în grosimi mai mari). Acest sistem de susţinere provizorie dar şi drept căptuşeală definitivă.

Combinarea sistemelor de sprijiniri prezentate (şpriţbeton cu plasă şi ancore, şpriţbeton cu cintre, plasă şi ancore) a condus la un sistem care este aplicat în prezent foarte frecvent, la toate excavaţiile subterane care necesită sprijiniri (fig. 13—72).

57. Excavarea galeriei de fugă a U.H. Argeş

La noi în ţară metoda de excavare la secţiune plină cu sprijiniri din ancore betonate, cintre şi şpriţbeton, s-a aplicat pentru prima dată la execuţia galeriei de fugă a *U. H. Argeş*. În condiţii geologice extrem de dificile, într-un moment

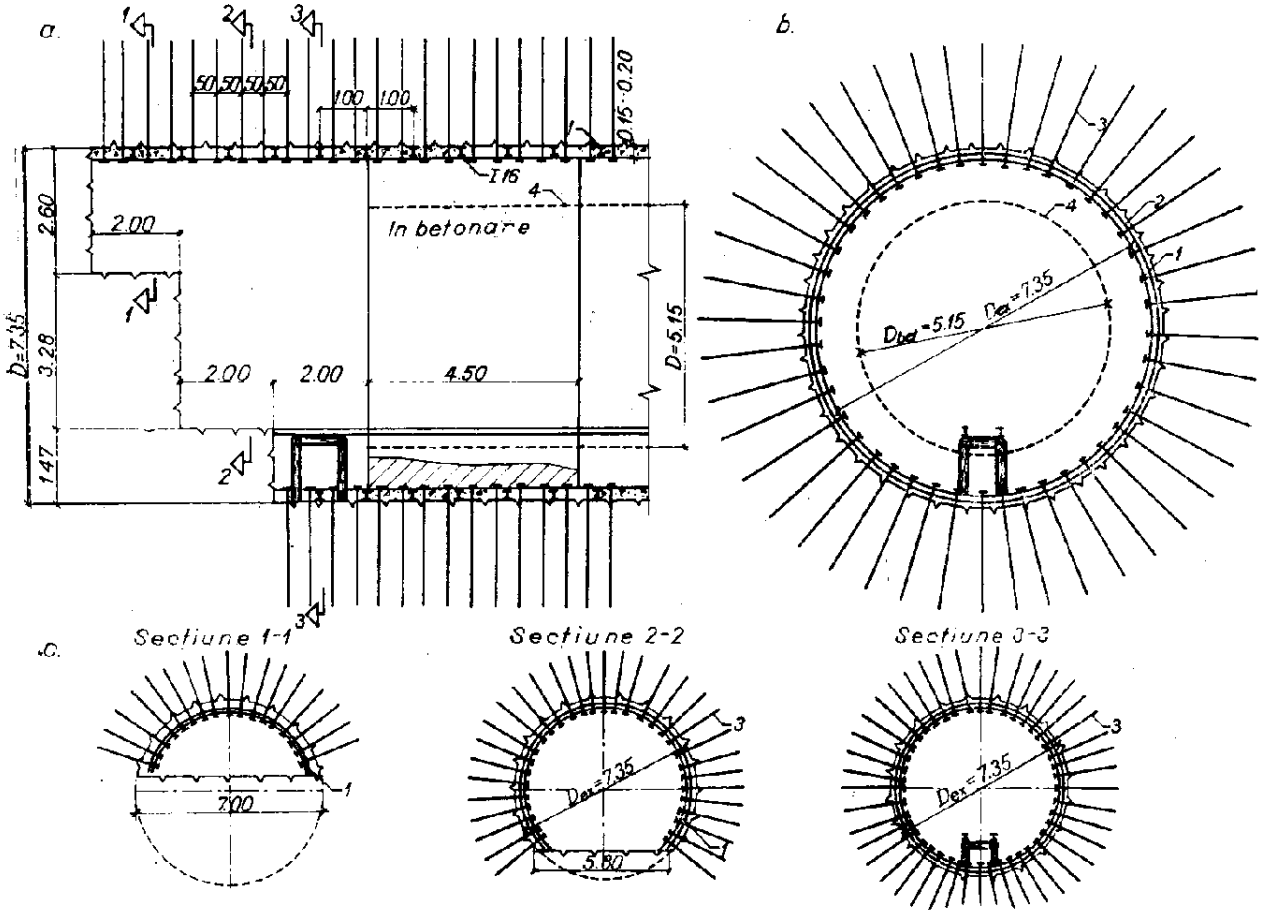


Fig. 13-73. Fazele principale ale excavației la secțiune plină cu ancore betonate, cintre și șprițbeton (galeria de fugă U. H. Argeș):

a — secțiune în lung; *b* — secțiune transversală; *c* — faze de execuție; *1* — cintre; *2* — șprițbeton; *3* — ancore; *4* — inel betonat.

cînd metoda austriacă (v. fig. 13—63) aplicată inițial dădea rezultate nesatisfăcătoare ca productivitate, preț de cost și calitate a lucrărilor, noua metodă a condus la o creștere sensibilă a vitezei de avansare, a calității lucrărilor și la reducerea substanțială a prețului de cost. În figura 13—73 se prezintă fazele principale ale excavației la secțiune plină cu ancore betonate, cintre și șprițbeton, așa cum a fost aplicată la galeria de fugă *U. H. Argeș* [10].

Excavarea galeriei se execută la secțiune plină în trei trepte decalate între ele cu 1,5 ... 3 m: *treapta I* calota superioară, *treapta II* strosul, *treapta III* radierul.

La treapta *I* se execută succesiv următoarele operații: se montează cintrul metalic, format din două profile I 16 asamblate prin eclise, se fixează ancorele care conlucrează cu cintrul, se aplică un prim strat de protecție de șprițbeton, se montează ancorele la distanță de 0,50 m, se montează plasa de armătură din oțel-beton ∅ 10 mm, se execută stratul de șprițbeton de 16 cm, se montează marciavantele metalice în vederea atacului următor.

În treptele *II* și *III* succesiunea operațiilor este următoarea: se execută excavația cu ciocanul de abataj sau cu explozibil redus, se aplică primul strat de

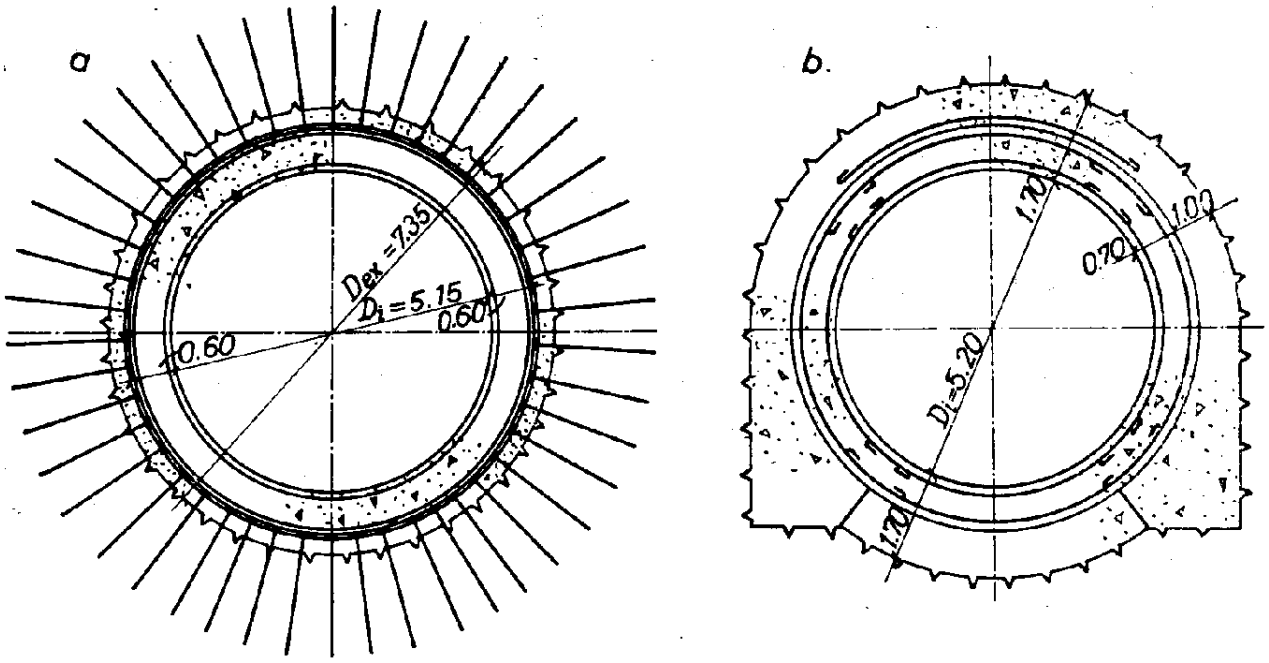


Fig. 13-74. Secţiuni tip Rotunda (U. H. Argeş):
a — prin metoda cu ancore, cintre şi şpriţbeton; *b* — prin metoda austriacă.

şpriţbeton, se montează ancorele betonate, se montează plasa de armătură, se completează stratul de şpriţbeton pînă la 16 cm.

După excavarea completă a unui inel de 4,5 m lungime, se toarnă şeile de beton pentru fixarea cofrajului metalic în radier, se montează armătura, cofrajul şi se toarnă betonul în radier. Apoi se montează armătura şi cofrajele pentru restul inelului, turnîndu-se căptuşeala definitivă. Decalajul între frontul de excavare şi inelul gata betonat este de circa 10 m.

Secţiunea tip adoptată la galeria de fugă a *U. H. Argeş* (fig. 13—74, *a*), are următoarele elemente:

— inel de protecţie de şpriţbeton armat;

— inel definitiv din beton armat.

Cantităţile de lucrări pe metru de galerie sînt arătate în tabelul 13—11, comparativ cu secţiunea tip aplicată în faza execuţiei după metoda austriacă (fig. 13—74, *b*).

TABELUL 13-11

Cantităţi de lucrări	Unitatea de măsură	Metoda austriacă	Metoda la secţiune plină cu şpriţbeton
Excavaţii	m^3	68	42
Reprofilări	m^3	25	—
Lemnărie	m^3	13	—
Ancore, cintre	t	—	1,5
Beton, şpriţbeton	m^3	49	19
Armătură	t	1,5	1,0

Este de remarcat eficiența economică deosebită a metodei la secțiune plină cu șpriț beton. Față de metoda austriacă vitezele de avansare medii lunare la un front de lucru au crescut de la 8 ... 10 m/lună la 30 ... 40 m, iar prețul de cost a scăzut cu circa 50%.

58. Executarea galeriilor cu ajutorul scuturilor

Pentru roci moi, încă din secolul trecut s-au folosit la execuția tunelelor și galeriilor utilaje complexe, denumite scuturi. Ca sistem constructiv scutul este o virolă metalică, puternic consolidată, care se deplasează în lung prin intermediul unor prese hidraulice, care sprijină pe căptușeala deja executată (fig. 13—75).

În fața virolei se găsește dispozitivul de tăiere a rocii. Acesta poate fi alcătuit dintr-un inel tăietor, de forma cuțitului la chesoane. Excavarea rocii se face cu ciocane pneumatice și numai în cazuri extreme se folosește exploziv. Rocile foarte moi curg direct în interiorul inelului și atunci partea frontală a acestuia se căptușește, lăsîndu-se orificii speciale pentru pătrunderea rocii curgătoare în interiorul inelului, de unde este evacuată. La scuturile moderne — mecanice — dispozitivul de tăiere este alcătuit dintr-o freză de diametrul galeriei, cu dinți spre front, care prin rotire taie pămîntul din față și îl dirijează spre instalația de evacuare (fig. 13—75).

Presele hidraulice sînt fixate rigid de scut și pot fi acționate separat sau în grup. Modul de înaintare al scutului se prezintă în figura 13—76. În prima etapă a atacului, scutul este împins cu o lungime egală cu cursa pistoanelor preselor. În etapa următoare presele se retrag și în spațiul gol creat se montează un nou inel.

Inelele sînt alcătuite în general din prefabricate-bolțari de beton. Pentru montarea bolțarilor se folosește un dispozitiv special numit erector (fig. 13—75), alcătuit dintr-un cadru cu posibilități limitate de deplasare în lungul galeriei (4 m) și cu două brațe manevrabile pentru montarea bolțarilor. În spațiul dintre bolțari și masiv rămîne un gol care se injectează imediat în vederea unei bune conlucrări căptușeală-masiv. Acest strat injectat realizează totodată și o impermeabilizare a galeriei împotriva apelor freatice.

Schema unui scut cuprinde și alte instalații auxiliare care înaintează odată cu scutul, așa cum sînt prezentate în figura 13—75: benzile rulante, pentru transportul materialului excavat, instalațiile electrice și hidraulice pentru acționarea motoarelor și preselor etc.

Metoda excavării cu ajutorul scutului permite obținerea unor avansamente ridicate. La noi în țară, folosind scutul mecanic în terenuri de consistență mij-

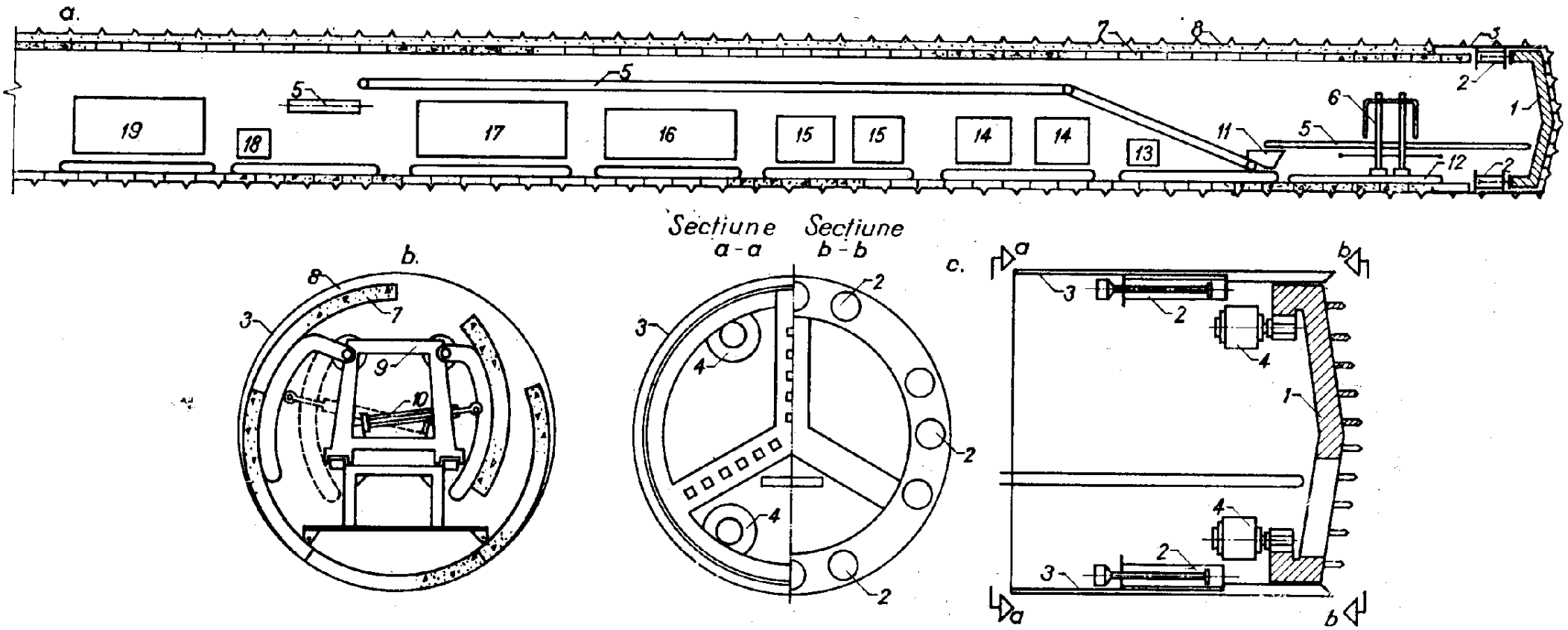


Fig. 13-75. Schema unui scut mecanic:

a — schemă generală; *b* — detaliu erector; *c* — detalii scut mecanic; *1* — cap tăietor (freză); *2* — prese; *3* — virolă metalică; *4* — motoare hidraulice; *5* — bandă rulantă; *6* — erector; *7* — bolțari; *8* — spațiu injectat; *9* — cadru erector; *10* — prese erector; *11* — buncăr; *12* — sănii; *13* — pompă pentru erector; *14* — pompe pentru motoare hidraulice; *15* — pompe pentru prese hidraulice; *16* — rezervor de ulei; *17* — panou electric; *18* — troliu; *19* — ladă cablu înaltă tensiune.

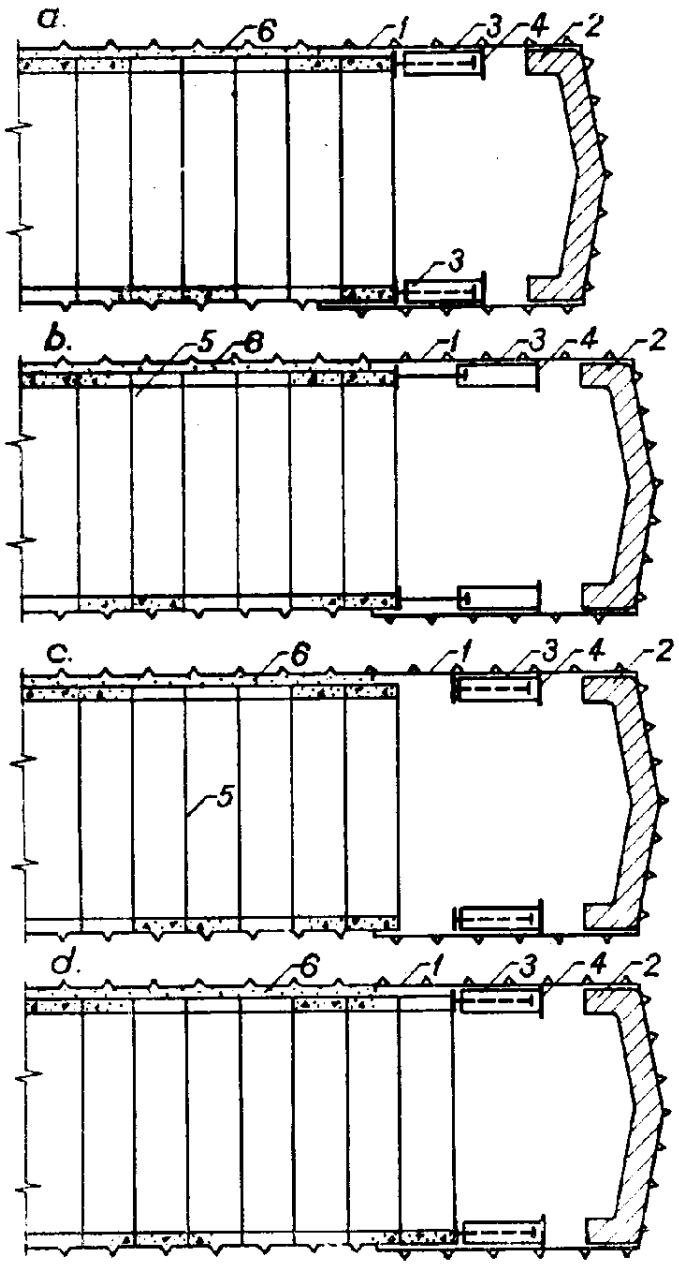


Fig. 13-76. Faze de înaintare la metoda scutului:

a — început de atac; *b* — sfîrșit de atac; *c* — retragerea preselor; *d* — montarea inelului nou și reluarea ciclului; *1* — scut mecanic; *2* — cap tăietor; *3* — prese; *4* — prinderea rigidă a preselor de scut; *5* — inele din bolțari; *6* — spațiu injectat.

locie, la un diametru exterior de 4,15 m s-au obținut avansamente de 500 m/lună. Mecanizarea lucrărilor, economisirea sprijinirilor, mărirea ritmului de execuție, se traduc în micșorarea prețului de cost pe metru liniar de galerie.

59. Mașini de excavat tunele și galerii

Prin adaptarea scuturilor la condițiile rocilor dure și semidure, au apărut în ultimii ani mașinile de excavat tunele și galerii. În aceste condiții dispare necesitatea virolei de protecție, iar dispozitivul de tăiere este adaptat pentru frezare în roci dure și semidure. Procedeul permite obținerea unor avansamente ridicate (sute de metri de galerie pe lună), în condițiile realizării unor profile excavate

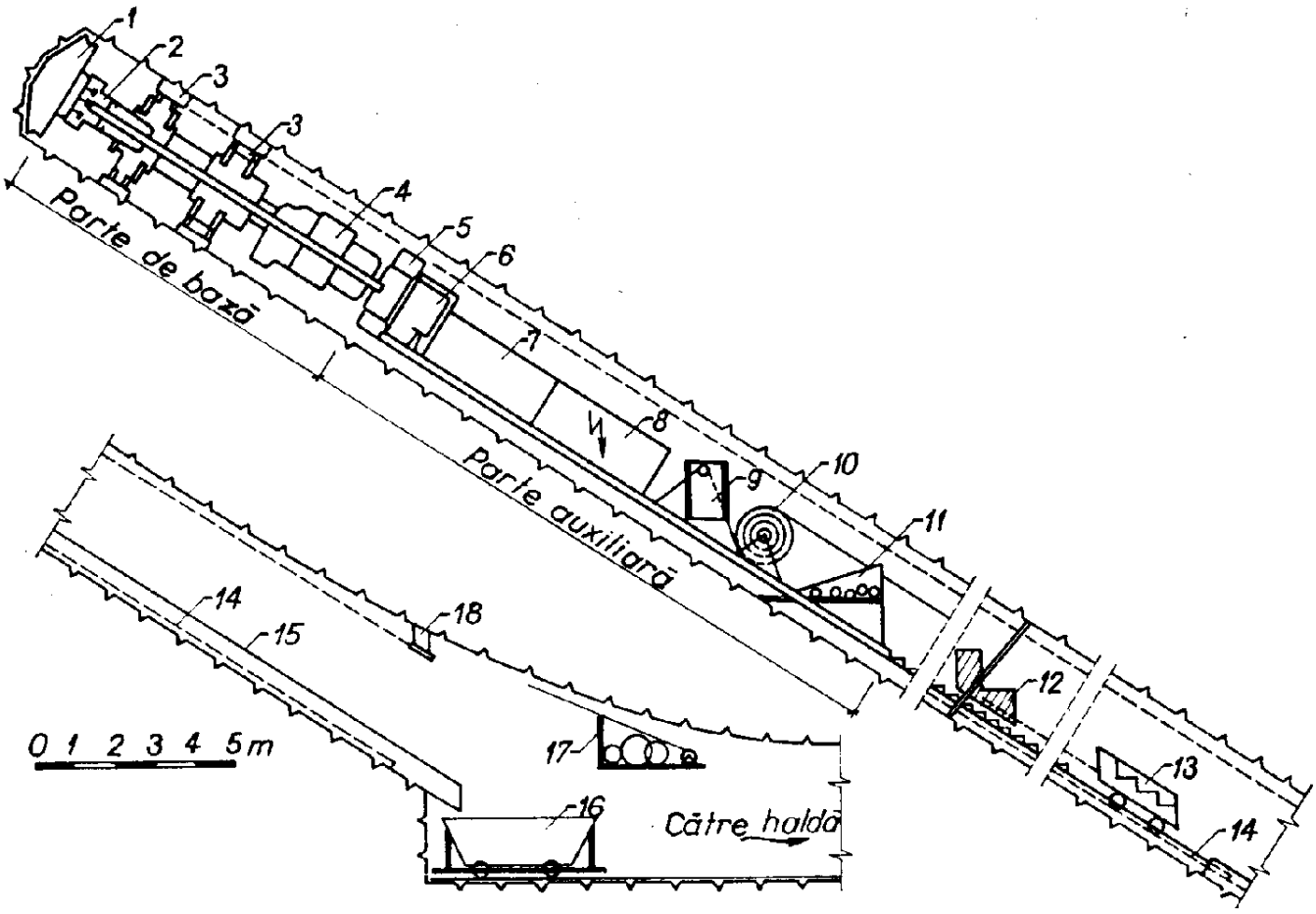


Fig. 13-77. Schema unei maşini de excavat galerii:
1 — cap de frezare; *2* — prese de împingere; *3* — prese de blocare; *4* — motoare electrice şi mecanisme de transmitere; *5* — dispozitiv de securitate; *6* — cabină de comandă; *7* — pompe şi rezervor de ulei; *8* — panou electric; *9* — staţie trafo; *10* — tambur pentru cablu electric; *11* — grătar şi buncăr de steril; *12* — capăt funicular; *13* — funicular; *14* — linie cale ferată îngustă; *15* — canal de tablă; *16* — vagon basculant; *17* — scripete; *18* — dispozitiv laser pentru direcţionarea scutului.

strict la profilul teoretic, excavarea făcîndu-se prin frezare, fără folosirea de explozivi. Masivul muntos suferă o deranjare minimă şi ca urmare împingerea masivului asupra galeriei este redusă.

În figura 13—77 se prezintă schema unei astfel de maşini, folosite la excavarea galeriei forţate a centralei *Emosson le Châtelard* (Elveţia) [18]. Galeria forţată are o lungime de 1 140 m cu pantă de 65% şi diametre interioare variabile de la 2,60 la 2,30 m. Maşina de excavat este alcătuită dintr-o parte de bază şi o parte auxiliară. Partea de bază este compusă dintr-un cap rotativ de forare, susţinut de un dispozitiv de blocare cu prese în pereţii galeriei excavate. Capul de forare este împins în rocă prin intermediul unor prese, cu o forţă maximă de 1 000 t (presiune maximă 18 kg/cm^2) şi are o viteză de rotaţie de 18 ture/min. Partea auxiliară este compusă din instalaţiile mecanice, electrice şi hidraulice, pentru manevrarea părţii de bază şi evacuarea sterilului rezultat din excavare.

60. Procedee speciale de consolidare a rocilor

Pe traseul galeriilor şi puţurilor hidrotehnice, amplasate chiar în masive de rocă bună, se pot întîlni zone izolate cu condiţii geologice dificile şi infiltraţii mari de ape subterane. În asemenea situaţii, pentru a putea înainta este necesară aplicarea în prealabil a unui procedeu de consolidare şi impermeabilizare a rocilor.

Procedeele de consolidare a rocilor [2] se pot grupa astfel:

— procedee prin injectarea în masa rocii a unor substanţe, ca cimentarea, argilizarea, silicatizarea, bituminizarea;

— procedee electrochimice, prin crearea unui cîmp electric în zona respectivă.

În cazul zonelor cu infiltraţii mari de apă se aplică metode de îngheţarea rocilor, drenarea apelor de infiltraţii, chesoane cu aer comprimat.

În tabelul 13—12 se dau indicaţii asupra alegerii procedeului de consolidare la roci stîncoase şi terenuri poroase, în funcţie de pierderile de apă la proba de permeabilitate, şi la terenuri nisipoase, în funcţie de coeficientul de permeabilitate.

TABELUL 13-12

Procedee de consolidare	Pierderi de apă la proba de permeabilitate (l/min)
Cimentare	de la 0,05 la 10,0
Argilizare	de la 0,10 la 100
Bituminizare caldă	de la 1,00 la 100
Bituminizare rece	de la 0,05 la 1,0
	Coeficient de permeabilitate (m/zi)
Bituminizare rece	de la 10 la 100
Silicatizare	de la 2,0 la 80,0
Electrochimizare	pînă la 2,0
Îngheţare	Toate terenurile cu apă unde viteza apei subterane nu împiedică îngheţarea terenului

Cele mai utilizate sînt procedeele de consolidare prin injectare. În acest scop se forează din interiorul galeriei în frontul de înaintare şi apoi se execută injecţii cu materiale adecvate. În cazul cimentării, în mortarul sau suspensia de ciment de injectare se introduc adaosuri plastifiante, acceleratori de priză şi uneori, în cazul unor infiltraţii mari de apă, rumeguş de lemn. S-au folosit şi amestecuri cu argilă în loc de nisip, care se recomandă în zonele unde caracteristicile de rezistenţă ale masivului sînt satisfăcătoare, dar apar mari infiltraţii de apă. Injectarea se continuă pînă cînd se reduce consumul la 0,5 l/min. timp de 10 min.

La *U.H.Argeş* s-au aplicat procedee de consolidare a rocilor prin cimentare. La galeria de fugă a uzinei, în zona de debuşare—unde galeria trece pe sub valea largă a unui pîrîu — zona de depozite aluvionare de deasupra galeriei a fost consolidată prin injecţii cu suspensii de ciment. La executarea subtraversării,

lucrările s-au desfăşurat normal, măsurile de consolidare adoptate fiind satisfăcătoare. De asemenea la aducţiunea secundară *Rîul Doamnei — Valea cu Poşti* s-au întîlnit zone foarte slabe şi cu infiltraţii mari, unde înaintea excavării s-au făcut consolidări şi etanşări prin injecţii cu suspensii de ciment.

§ 15. METODE DE EXECUŢIE PENTRU CĂPTUŞELI

61. Metode de execuţie pentru căptuşeli monolite

Execuţia unei căptuşeli monolite de beton cuprinde următoarele operaţii:

— pregătirea pentru betonare (tratarea stîncii, montarea armăturii, montarea cofrajului);

— turnarea betonului din căptuşeală;

— injectarea cu mortar de ciment a golului rămas la bolta galeriei;

— executarea operaţiilor de finisare a suprafeţei interioare.

Metodele de execuţie ale căptuşelilor sînt legate de metodele de excavare. În cazul metodelor de excavare clasice, tehnologia de execuţie a căptuşelilor se bazează pe mijloace manuale. În cadrul metodelor moderne se tinde spre mecanizarea într-un grad cît mai ridicat a lucrărilor de excavare şi betonare, cît şi spre executarea lor simultană. Executarea căptuşelilor definitive imediat după deschiderea excavaţiei are avantajul limitării împingerii muntelui şi a posibilităţilor ulterioare de apariţie a accidentelor.

Pregătirea stîncii pentru betonare cuprinde aceleaşi operaţii ca pregătirea stîncii pentru fundarea barajelor de beton, adaptate însă la condiţiile de subteran. La inelele executate în stîncă slabă sînt cazuri în care pregătirea rocii şi chiar recuperarea sprijinirilor nu sînt posibile. În asemenea situaţii sprijinirile de lemn se înlocuiesc cu sprijiniri metalice (cintre metalice), care sînt înglobate în betonul căptuşelii.

Betonarea căptuşelilor se face în inele de 4 ... 8 m lungime, de jos în sus. Alegerea lungimii inelului se face în funcţie de ritmul posibil de punere în operă a betonului, astfel încît revenirea cu betonarea peste stratul suport să se facă înainte de intrarea lui în priză.

Betonarea completă a secţiunii transversale a căptuşelii se poate face într-o singură etapă sau în mai multe etape. Este avantajos ca betonarea căptuşelii să se facă într-o singură etapă, dar procedeul este posibil numai în cazul metodelor de excavare la secţiune plină şi în rocă relativ bună. La metodele de excavare cu galerii de înaintare la secţiune redusă şi lărgirea ulterioară a secţiunii, betonarea căptuşelii se face în mai multe etape, aşa cum se prezintă în figura 13—62. Ordinea de betonare este foarte variată: se începe cu betonarea bolţii, apoi pereţii şi radierul, sau în prima etapă se execută radierul şi apoi restul căptuşelii.

Aceste metode de execuţie nu permit mecanizarea lucrărilor, impun o tehnologie complicată, iar căptuşelile rezultate nu satisfac pe deplin condiţiile de impermeabilitate, în special la rosturile de lucru. Din această cauză în asemenea condiţii se folosesc căptuşeli duble, în care inelul exterior turnat în mai multe etape serveşte numai pentru preluarea împingerii exterioare, iar inelul interior, executat

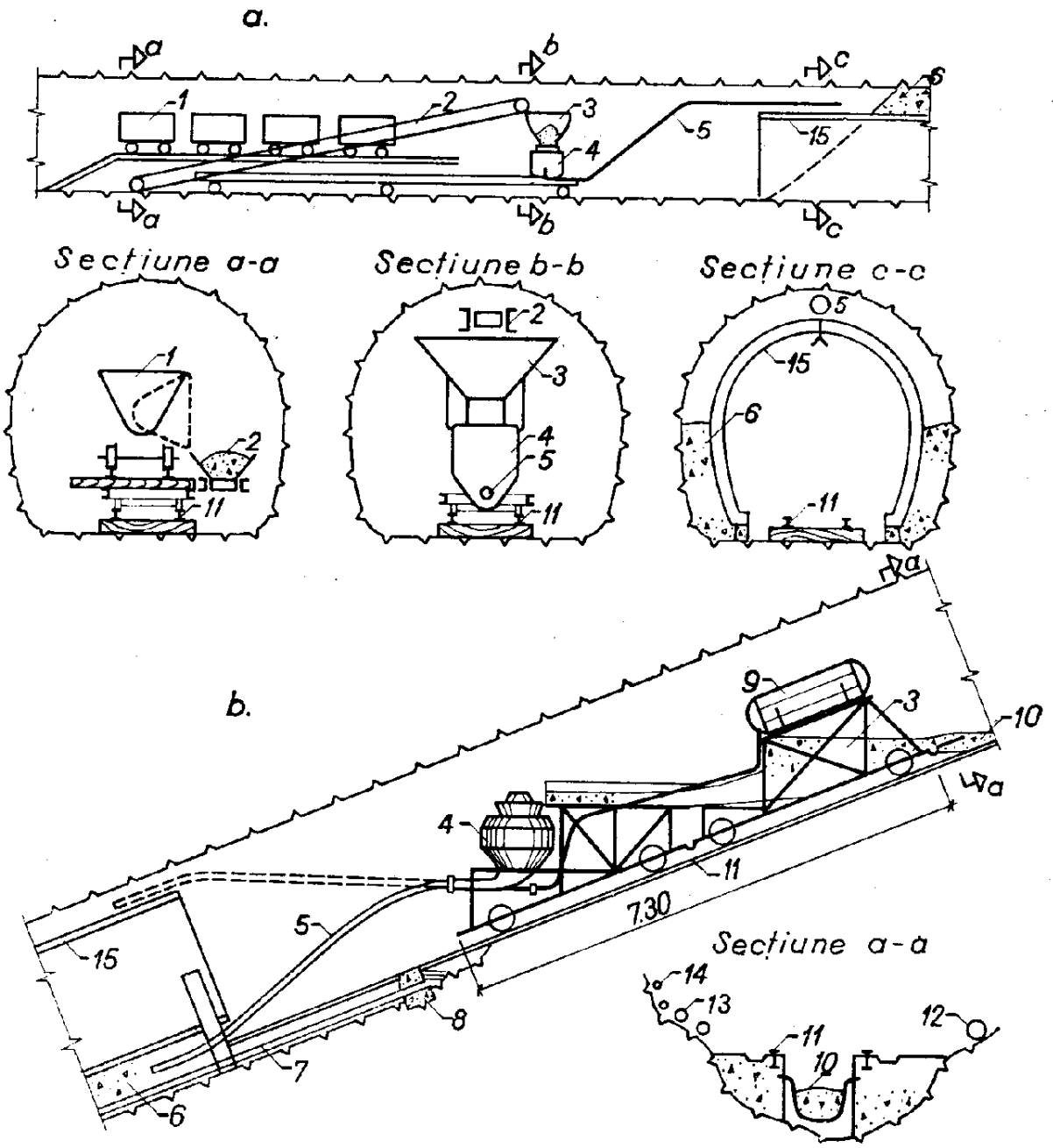


Fig. 13-78. Scheme de punere în operă mecanizată a betonului la galerii:
a — orizontale; *b* — înclinate; *1* — vagonet; *2* — bandă rulantă; *3* — buncăr; *4* — pompă de beton; *5* — conductă de betonare; *6* — beton proaspăt; *7* — tub de drenaj; *8* — prag; *9* — rezervor de aer comprimat; *10* — jgheab; *11* — linie de cale ferată îngustă; *12* — conductă de aer comprimat; *13* — conductă pentru apă; *14* — cabluri electrice; *15* — cofraj.

într-o singură etapă, realizează etanșeitatea căptușelii și preluarea solicitărilor din interior.

Organizarea lucrărilor de turnare a betonului se poate face după mai multe scheme. În general betonul este preparat în stații de betonare situate la suprafață și este adus la locul de punere în operă cu vagonete sau mijloace auto. Mecanizarea punerii în operă a betonului se realizează prin folosirea pompelor de beton. În figura 13—78 se prezintă două scheme de punere în operă a betonului aplicate în cazul unor galerii orizontale și înclinate.

Pentru vibrarea betonului se folosesc vibratoare de suprafață, care se atașează la panourile de cofraj, în cazul căptușelilor de grosimi mici (15 ... 20 cm), și vibratoare de adîncime, care se folosesc în mod obișnuit. Tipurile de vibratoare folosite sînt foarte variate.

Lucrările de injectare se execută după ce betonul din căptușeală a obținut o marcă corespunzătoare. Ca utilaje se folosesc pompe de injecții, cu piston sau cu aer comprimat. Pompele cu aer comprimat sînt mai simple, dar nu permit realizarea unor injecții de bună calitate din cauza aerului comprimat care pătrunde în spatele căptușelii. Cele mai folosite sînt pompele de injecții cu piston.

Finisarea suprafețelor interioare ale căptușelilor constă din tăierea (polizarea) bavurilor și denivelărilor rezultate pe suprafața betonului în urma cedării sau montării defectuoase a cofrajelor. Altă metodă de finisare, mai scumpă, constă în aplicarea unui strat de torcret drișcuit pe suprafața căptușelii. În cazul folosirii cofrajelor metalice și a unei execuții îngrijite, se poate renunța la lucrările de finisare.

62. Perfecționări aduse metodelor precedente

Perfecționările aduse metodelor de execuție ale căptușelilor monolite constau în creșterea gradului de mecanizare a lucrărilor și folosirea unor utilaje de mare productivitate. Mecanizarea complexă a tuturor operațiilor, începînd cu pregătirea intradosului inelului exterior și încheind cu operațiile de finisare, s-a aplicat la execuția inelului interior al galeriei de aducțiune *Bicaz*. Toate operațiile s-au executat de pe cadre special utilate: cadru pentru pregătirea suprafeței, montarea și sudarea carcaselor de armătură, cadru pentru turnarea betonului, prevăzut cu pompă de beton și ascensor pentru manevrarea vagonetelor, cadru pentru decofrare, cadru pentru injecții. Cu acest sistem s-au obținut viteze mari de betonare (200 m/lună, $D = 7{,}00$ m) și o calitate excelentă a betonului, renunțîndu-se la executarea tencuielii de torcret, cum se prevăzuse inițial. Astfel de sisteme s-au folosit și la *U. H. Argeș*.

În privința cofrării există tendința de folosire a cofrajelor metalice (din oțel sau mai recent din aliaje de aluminiu) demontabile, în special pentru secțiunile de dimensiuni mari. Un tip de astfel de cofraj este prezentat în figura 13—79. Este alcătuit din elemente de arce articulate între ele și contravîntuite pe direcția longitudinală a galeriei. La secțiuni mari, elementele de arce pot fi constituite din ferme metalice. Deplasarea lor în lung se face pe niște cadre mobile speciale, sau pe o grindă mobilă care ocupă tot frontul de betonare și se deplasează odată cu acesta.

Așa cum s-a arătat, căptușelile galeriilor se execută pe porțiuni limitate, numite *inele*. La galerii de dimensiuni modeste s-au făcut încercări de a se turna

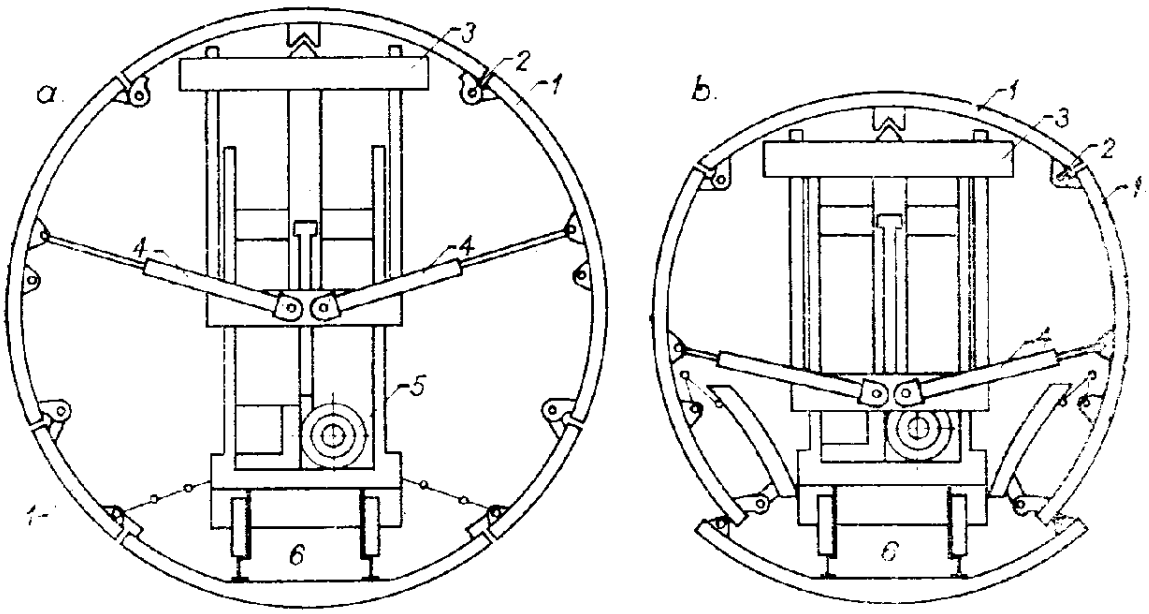


Fig. 13-79. Schema unui cofraj metalic demontabil:
a — montat; b — demontat; 1 — panouri metalice articulate; 2 — articulații; 3 — cadru telescopic; 4 — brațe telescopice; 5 — mecanisme de acționare; 6 — căi de deplasare.

căptușeli în mod continuu. Acest procedeu are avantajul că elimină rosturile de turnare transversale, dar impune o betonare continuă. Ritmul de betonare crește fiind necesare cantități sporite de cofraje metalice.

63. Metode de execuție pentru căptușeli prefabricate și precomprimate

Căptușelile prefabricate, așa cum s-a arătat și la metoda scutului, se execută în special din bolțari de beton și beton armat. Bolțarii sînt fabricați în întreprinderi specializate sau în poligoane amenajate în apropierea galeriei. Fabricarea bolțarilor în condiții de fabrică permite obținerea unor mărci de betoane superioare. Acest lucru conduce la micșorarea grosimii căptușelilor din bolțari cu reducerea corespunzătoare a volumului de excavație și creșterea productivității muncii la montarea bolțarilor (care devin mai ușori sau în număr mai mic). Folosind tehnologii speciale, la metroul din Moscova s-au folosit bolțari de beton marca B 800.

Transportul bolțarilor în galerii se face cu platforme speciale, în ordinea montării lor. Montarea începe cu bolțarul de la radier, continuă cu montarea simultană a pereților laterali și se încheie cu bolțarul de la cheie. Pentru montarea bolțarilor se folosesc utilaje denumite erectoare.

Imediat după montare, în spatele căptușelii definitive din bolțari se execută injecțiile de umplere cu mortar de ciment, cu sau fără adaosuri. Dacă sînt prevăzute după întărirea mortarului injectat, se fac și injecții de consolidare cu suspensie de ciment care sînt totodată și injecții de control. Rosturile bolțarilor se

matează cu mortar de ciment obişnuit sau expandabil, iar uneori la suprafaţa căptuşelii se execută o tencuială drişcuită de torcret.

Căptuşelile realizate din tuburi de beton prefabricate au o tehnologie de execuţie similară cu cea descrisă pentru bolţari (operaţia de montarea bolţarilor fiind înlocuită cu montarea tuburilor prefabricate). Sînt puţin răspîndite datorită dificultăţilor de transport pe galerie a tuburilor prefabricate. În tehnologia de execuţie a căptuşelilor din bolţari sau din tuburi precomprimate prin procedee mecanice, apare suplimentar operaţia de pretensionare a armăturii spirale sau de presare a bolţarilor.

Căptuşelile de beton precomprimate prin injecţii în spatele lor au o tehnologie de execuţie similară cu căptuşelile de beton obişnuite. Suplimentar apar operaţiile de precomprimare prin injecţii a căptuşelii, care se execută după injecţiile de umplere.

Găurile pentru injecţiile de precomprimare au diametrul de 2 ... 2 1/2" şi o adîncime de 0,50 ... 1,00 m de la extradosul căptuşelii, fiind dispuse axial simetric pe secţiunea transversală a galeriei (4 ... 8 găuri pe secţiune, sau 1 gaură la 2 ... 4 m^2 de suprafaţă exterioară a căptuşelii). În prima etapă se injectează cu suspensie de consistenţă sporită o coroană circulară în jurul galeriei. La un interval de 3 ... 6 luni după etapa întîi se injectează la presiunea de calcul pentru precomprimare spaţiul cuprins între extradosul căptuşelii şi coroana realizată prin injecţiile anterioare.

Căptuşeala aducţiunii *U. H. Argeş*, avînd un traseu de coastă cu acoperire de rocă 150 ... 250 m pe verticală şi 100 ... 250 m pe orizontală, a fost precomprimată la o presiune de 12 ... 14 at. Injecţiile au fost executate în trei etape, la intervale de 3 ... 6 luni între ele. După trei ani de exploatare, căptuşeala se prezintă în bune condiţiuni, fără fisuri sau degradări.

BIBLIOGRAFIE

1. Cabelka, J., Mencl, J. *Tunele hidrotehnice* (în limba cehă). Praga, 1960.
2. Zurabov, G., Bugaeva, O. *Tunele hidrotehnice ale centralelor electrice* (în limba rusă). Moscova, 1962.
3. Prişcu, R., Luca, G. *Galerii hidrotehnice. Manualul inginerului hidrotehnician*, Vol. II. Bucureşti, 1970.
4. * * * *Condiţii tehnice şi norme de proiectare a construcţiilor hidrotehnice* (în limba rusă). Moscova, 1959.
5. Grişin, M. *Construcţii hidrotehnice*, Vol. II (traducere din limba rusă). Bucureşti, 1959.
6. Sipiceanu, M., Rădulescu, D., Iuraşcu, N. *Influenţa condiţiilor inginero-geologice la alegerea schemei de amenajare a centralei hidroelectrice „Gh. Gheorghiu-Dej" de pe rîul Argeş*. Energetica, august 1965.
7. Kastner, H. *Statik des Tunnel — und Stollenbaues*. Berlin, 1962.
8. Kieser, A. *Druckstollenbau*. Viena, 1960.
9. Stănucă, A. *Stadiul actual al conlucrării dintre masivul stîncos şi căptuşeala galeriilor sub presiune. Căptuşeli moderne pentru galeriile hidrotehnice*. Referate pentru doctorat, I.C.B. 1971.

10. Sipiceanu, M. *Metode de execuție a tunelelor în roci slabe. Proiectarea și execuția sprijinirilor ancorate.* Referate pentru doctorat, I.C.B. 1970.
11. Luca, G. *Contribuții la calculul static al tunelelor hidrotehnice sub presiune.* Teză de doctorat, I.C.B., 1964.
12. Galerkin, B. S. *Starea de efort în tuburi cilindrice în mediu elastic,* Vol. I (în limba rusă). Moscova, 1952.
13. Talobre, T. *La mécanique des roches.* Paris, 1967.
14. Mosonyi, E. *Water Power Development.* Budapesta, 1965.
15. Șanșiev, S. K. *Proiectarea căptușelilor tunelelor hidrotehnice din beton și beton armat monolit* (în limba rusă). Moscova, 1960.
16. Morozov, A. *Utilizarea energiei apelor* (traducere din limba rusă). București, 1952.
17. I. S. P. H. *Calculul energo-economic al galeriilor,* 1970.
18. * * * *L'Energia Elettrica.* Colecția 1970—1971.

CAPITOLUL 14

CONDUCTE DE BETON ARMAT

§ 1. CONSIDERAȚII GENERALE

1. Generalități

Prin modul în care sînt alcătuite, conductele de beton armat sînt în multe situații mai avantajoase decît conductele metalice. Domeniul de folosire al conductelor de beton armat obișnuite este însă limitat la presiuni interioare de 3 ... 4 atmosfere. La presiuni mai mari aceste conducte își pierd impermeabilitatea datorită deschiderii fisurilor peste limitele admise. Conductele de beton armate cu tablă s-au folosit pînă la presiuni de 8 ... 10 at. Introducerea conductelor de beton precomprimat a extins domeniul de folosire pînă la presiuni interioare de 10 ... 15 at.

Principalele avantaje ale conductelor de beton armat în raport cu conductele metalice sînt următoarele:

— economisesc metalul și au o durată de exploatare mai mare, fiind mai puțin expuse coroziunii;

— au posibilitatea de a lua orice formă constructivă, funcție de cofraj;

— au rigiditate mai mare și se comportă bine la presiuni și împingeri din exterior spre interior;

— au cheltuieli de întreținere mai mici decît conductele metalice, a căror protecție contra ruginii trebuie periodic reînnoită;

— la presiuni interioare mici, prețul de cost al conductelor de beton armat este în general mai redus.

Din punct de vedere hidraulic comportarea conductelor de beton armat este identică cu cea a conductelor metalice. În prima perioadă de exploatare rugozitatea lor este puțin mai mare decît la cele metalice, dar după cîțiva ani rugozitatea lor scade cu circa 15% datorită formării unui strat coloidal de alge.

Conductele de beton armat au și dezavantaje în raport cu conductele metalice:

— variațiile dese și bruște ale presiunilor interioare, în special cele de amplitudine mare, produc îmbătrînirea rapidă a betonului din conductă și chiar avarii (excepție fac conductele de beton precomprimat care se comportă bine la asemenea variații și la suprapresiuni);

— rosturile conductelor de beton armat, în special ale celor prefabricate, prezintă uneori defecțiuni, iar repararea lor în exploatare se face cu dificultăți;

— betonul armat este un material destul de casant, de aceea tuburile prefabricate trebuie manipulate cu grijă, fără ciocniri, loviri etc.

2. Clasificări

Conductele de beton armat se pot clasifica după mai multe criterii.

După *locul de execuție* se împart în două categorii:

— conducte din tuburi prefabricate;

— conducte turnate la fața locului.

Tuburile prefabricate sînt produse în fabrici specializate sau în poligoane de șantier; în acest caz execuția aducțiunii constă din lucrările de săpătură și montarea tuburilor.

După *tehnologia de execuție* se disting următoarele tipuri:

— tuburi de beton sau beton armat prefabricate, confecționate prin batere cu maiul, batere cu maiul mecanic, vibrare, torcretare, centrifugare, vibrovacuumare, procedee pneumatice;

— conducte de beton armat executate la fața locului, de obicei prin vibrare sau torcretare;

— tuburi de beton precomprimat care se fabrică după două tipuri de scheme tehnologice: procedeul în trei trepte (se fabrică un tub-miez care după întărire se înfășoară cu armătură transversală pretensionată, aplicîndu-se apoi prin torcretare stratul de protecție al armăturii) și procedeul într-o singură treaptă (la același punct de lucru se realizează compactarea betonului și pretensionarea armăturii, fără strat special de protecție).

După *alcătuirea constructivă* a tubului sînt cunoscute următoarele tipuri (fig. 14-1):

— tuburi de beton și beton armat obișnuit, care se folosesc pentru presiuni interioare pînă la maximum 3...4 at. (fig. 14-1, *a*);

— tuburi de beton armate cu tablă, care s-au folosit la noi în țară la lucrări de alimentare cu apă pentru presiuni pînă la 8 ... 10 at. (fig. 14-1, *b*);

— tuburi de beton precomprimat cu cilindru de oțel și tuburi de beton precomprimat fără cilindru de oțel, care se folosesc pentru presiuni maxime de 10 ... 15 at.

Din categoria tuburilor precomprimate cu cilindru de oțel este caracteristic tipul *Bonna* (Franța) (fig. 14-1, *c*), alcătuit dintr-un tub interior din tablă de oțel, tubul miez de beton cu armătură spirală pretensionată și armătură longitudinală nepretensionată și un strat exterior de torcret.

Din categoria tuburilor precomprimate fără cilindru de oțel fac parte:

— tuburile cu armătură spirală și longitudinală pretensionată și strat de protecție neprecomprimat, *Sokoman* (Franța), *Sokol* (Belgia), *Preload* (S.U.A.) (fig. 14-1, *d*), fabricate în trei trepte;

— tuburile cu armătură spirală și longitudinală pretensionată și strat de protecție comprimat; acest tip se fabrică și la noi în țară la fabrica Progresul-București, după procedeul *Premo* (Suedia) (fig. 14-1, *e*), în trei trepte;

— tuburile cu armătură spirală și longitudinală pretensionată și secțiune de beton precomprimată uniform (fig. 14-1, *f*), fabricate într-o singură treaptă, *Freyssinet* (Franța), *Sentab* (Suedia) etc.

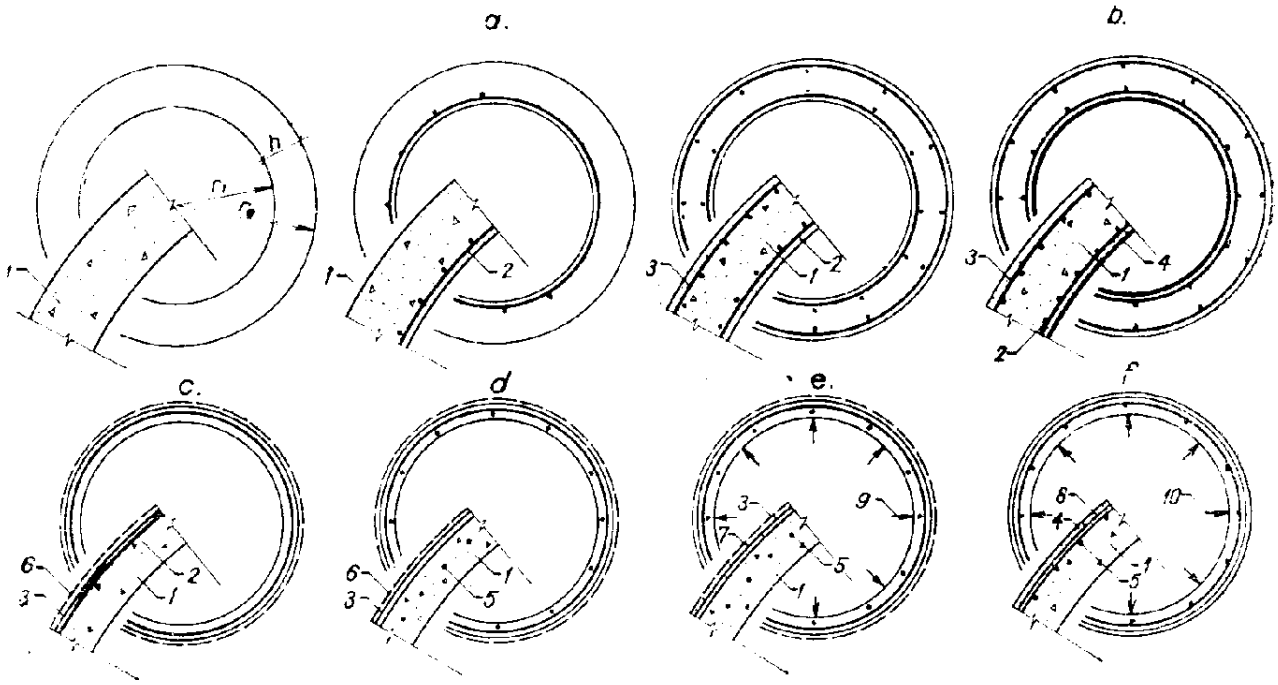


Fig. 14-1. Tuburi circulare:

a — de beton şi beton armat obişnuit; *b* — de beton armate cu tablă; *1* — perete de beton; *2* — armătură interioară; *3* — armătură exterioară; *4* — tub din tolă de oţel; *c* — precomprimate cu cilindru de oţel şi armătură spirală pretensionată; *d* — cu armătură longitudinală şi spirală pretensionată; *e* — cu armătură longitudinală şi spirală pretensionată şi strat de protecţie precomprimat; *f* — cu armătură longitudinală şi spirală pretensionată şi secţiune de beton precomprimată într-o singură treaptă; *1* — miez de beton sau beton armat; *2* — cilindru subţire de oţel; *3* — armătură spirală pretensionată în timpul înfăşurării pe tubul miez; *4* — armătură spirală pretensionată în timpul turnării tubului; *5* — armătură longitudinală pretensionată; *6* — strat din torcret, aplicat după înfăşurarea armăturii spirale; *7* — strat de torcret precomprimat; *8* — strat de protecţie realizat odată cu tubul; *9* — presiunea interioară în timpul torcretării; *10* — presiunea interioară pentru precomprimarea tubului.

După forma secţiunii transversale a conductelor există o mare varietate de forme. Pentru conductele sub presiune, de beton armat sau beton precomprimat, forma uzuală este forma circulară, datorită avantajelor statice şi hidraulice pe care le are.

3. Materiale de construcţie

Materialele folosite la execuţia conductelor de beton armat joacă un rol deosebit la îndeplinirea funcţiunilor principale ale conductelor: asigurarea etanşeităţii şi rezistenţei la solicitări.

Betonul folosit pentru conducte trebuie să fie cît mai compact şi impermeabil, iar contracţia şi curgerea lentă să fie cît mai reduse. Compactitatea betonului se realizează prin alegerea corectă a curbei granulometrice a agregatelor, pe principiul volumului minim de goluri, prin reducerea raportului apă-ciment şi prin folosirea unor procedee moderne de îndesare a betonului ca: vibrare, vibrovacuumare, torcretare, centrifugare.

Datorită grosimii relativ reduse a conductelor, granula maximă a agregatelor este de 15 ... 30 mm, funcţie de grosimea peretelui. În figura 14-2 se prezintă

curbe granulometrice uzuale funcție de d_{max} al granulelor și curbe pentru tuburile *Premo* cu $D = 1\,000$ mm.

Raportul apă-ciment influențează în mod hotărîtor proprietățile betonului proaspăt — consistența și lucrabilitatea — cît și ale betonului întărit — impermeabilitatea și rezistența. Alegerea raportului A/C depinde și de posibilitățile de punere în operă a betonului, un beton vîrtos, cu A/C redus, fiind mai puțin lucrabil. Pentru betoanele obișnuite raportul A/C este de ordinul 0,5. La fabrica Progresul-București, care dispune de mijloace moderne de punere în operă a betonului proaspăt, raportul A/C folosit la fabricarea betonului pentru tuburile *Premo* este 0,36.

Cimenturile folosite pentru conducte trebuie să aibă calități speciale. Cimenturile folosite pentru tuburile prefabricate trebuie să permită realizarea unor betoane cu următoarele calități: să se întărească rapid, să aibă deformații reduse din contracție și curgere lentă, să prezinte alungiri specifice mari la rupere prin întindere, să se preteze la aburire, să fie rezistente la ape dure. Cimenturile alitice se întăresc rapid, au deformații cu caracter plastic-vîscos mai reduse, nu dau însă

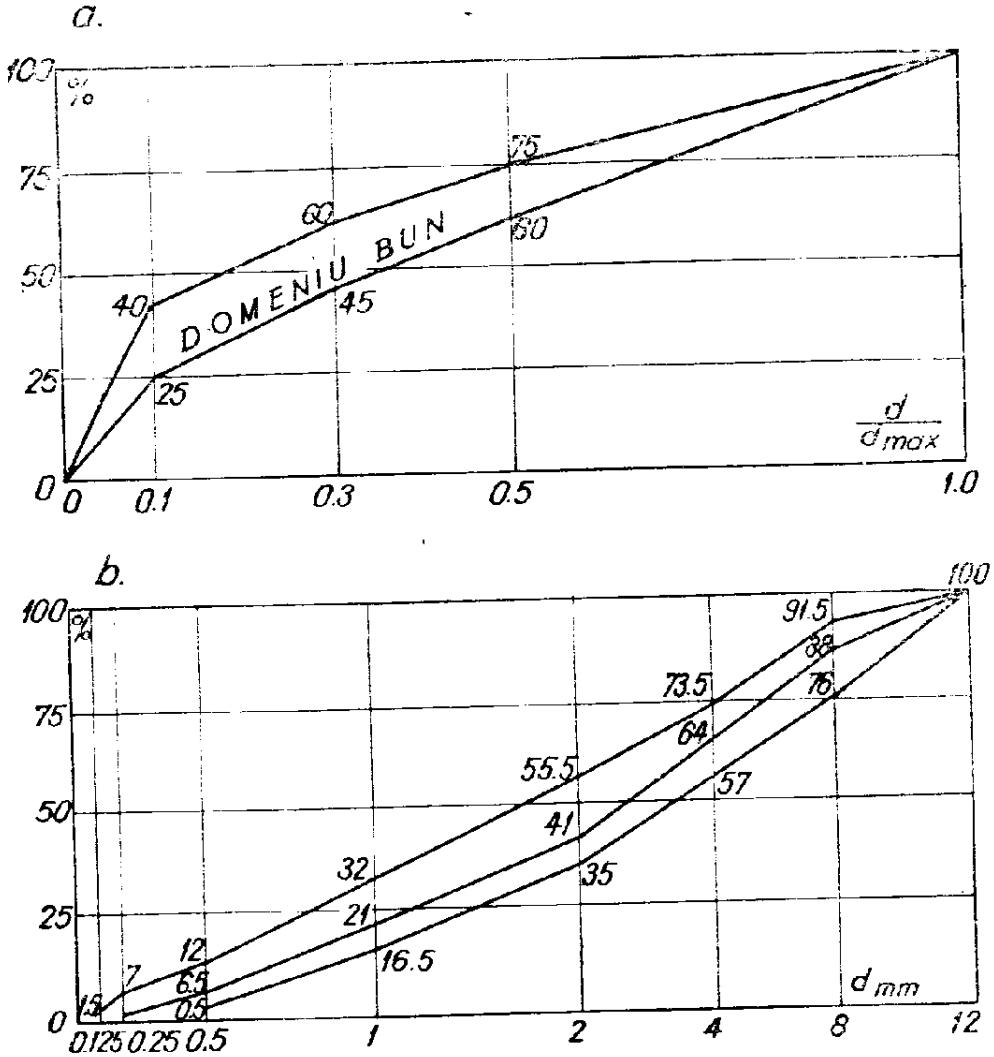


Fig. 14-2. Curbe granulometrice pentru betoane de conducte:
a — funcție de d_{max} al granulei; *b* — pentru tuburi *Premo* $D = 1\,000$ mm.

rezultate bune la aburire și sînt sensibile la acțiunea acizilor slabi și a apelor dure. Cimenturile alitice și Portland P 400 ... P 500 se folosesc în special la tuburile de beton precomprimat unde se cere întărire rapidă și deformații plastice — vîscoase reduse. Pentru îmbunătățirea comportării lor la aburire și agenți agresivi se recomandă adăugarea a 10 ... 15% tras.

Cimenturile belitice se comportă bine la aburire, deformațiile din contracție sînt mai mici, dar au deformații vîscos plastice mai mari și în regim normal se întăresc mai încet. Ele sînt indicate pentru tuburile de beton armat obișnuit.

Dozajele de ciment depind de marca de beton ce trebuie obținută. Dacă la conductele de beton armat obișnuit, turnate la fața locului sau prefabricate, dozajele variază între 250 și 400 kg ciment/m^3 pentru obținerea unor mărci B 170 ... B 300, la tuburile de beton precomprimat aceste dozaje cresc la 500 ... 650 kg/m^3, conducînd la creșterea corespunzătoare a mărcilor de beton, B 500 ... B 600.

Calitatea betonului depinde în mare măsură și de proprietățile fizico-mecanice ale agregatelor. Agregatele pot fi naturale sau din concasaj. Pentru prepararea betoanelor de mărci superioare se recomandă folosirea pietrei sparte provenind din roci vulcanice compacte și din roci sedimentare, cu rezistența de rupere la compresiune de minimum 1 000 kg/cm^2. Experiența arată că este foarte recomandabil ca agregatele folosite să fie spălate în prealabil, marca betonului confecționat crescînd astfel cu 10 ... 20%.

În ce privește armăturile utilizate pentru conductele de beton armat obișnuit, se recomandă folosirea oțelurilor de calitate obișnuită OB, de diametru 6 ... 32 mm. Foarte rațională este utilizarea armăturilor cu profil periodic. Oțelurile de calitate superioară au o largă aplicare la tuburile de beton precomprimat. Pentru acestea se folosește ca armătură sîrma cu diametrul cuprins între 2 și 5 mm, cu rezistența la rupere prin întindere de 10 000 ... 18 000 kg/cm^2 (S.B.P.).

§ 2. TUBURI DE BETON ȘI BETON ARMAT PREFABRICATE

4. Generalități

Conductele prefabricate se execută din elemente tubulare, fabricate într-un poligon sau fabrică specială, care se îmbină apoi la fața locului pentru a forma tronsoane continue.

Tuburile prefabricate sînt indicate în următoarele cazuri:

— cînd prin dimensionarea hidraulică rezultă pentru tub un diametru interior mic, astfel încît decofrarea interioară devine dificilă;

— cînd șantierul dispune de poligoane de prefabricate și de utilajele necesare pentru montaj, astfel că soluția prefabricării conductelor devine avantajoasă economic;

— cînd este necesară obținerea unor mărci superioare de betoane, care se realizează mai ușor în condiții de fabrică și prin aplicarea unor tratamente speciale, decît în cazul execuției în tranșee la fața locului.

Conductele prefabricate mai au avantajul că execuția lor nu este afectată de condițiile atmosferice, iar montajul lor se poate executa în orice anotimp.

În continuare se prezintă tuburile prefabricate după modul lor de confecționare.

5. Tuburi de beton simplu

Pînă în ultimii ani confecționarea tuburilor de beton simplu se realiza prin compactarea manuală a betonului în tipare metalice. Calitatea tuburilor era slabă atît ca rezistență cît și ca impermeabilitate.

În ultimii ani, în țara noastră, s-au introdus unele instalații de producere industrială a tuburilor de beton simplu cu calități mult îmbunătățite. Există trei sisteme principale de confecționare industrială a tuburilor de beton simplu la noi în țară: prin vibrare (sistemul *Vihy, B.R.F.*), prin presare (instalația *Rosacometta*). prin vibrare și presare (sistemul *Pfeiffer-Ettlingen*, sistemul *Siome-Malnate*) [1].

Tuburile de beton simplu au în general diametre interioare mici de 150 ... 600 mm, lungimi reduse de 1,00 ... 2,50 m și grosimi de pereți de 3 ... 6 cm. Betonul trebuie preparat cu grijă deosebită. Cele mai bune rezultate s-au obținut cu agregate alcătuite din fracțiunea 0 ... 4 mm nisip de rîu și fracțiunea 4 ... 15 mm material de concasaj, cu granule de formă cubică. Se recomandă ca particulele fine 0 ... 2 mm împreună cu cimentul (350 ... 400 kg/m^3) să reprezinte 500 ... 600 kg/m^3.

La diametre mici tuburile de beton simplu pot rezista la presiuni importante. S-au făcut experiențe cu tuburi avînd diametrul de 300 mm care au rezistat pînă la presiuni de 10 atmosfere [2].

6. Tuburi de beton armat

Se execută cu diametru pînă la 2,00 m, grosimi obișnuite ale peretelui de 2 ... 12 cm și lungimea de 2 ... 10 m. Dimensiunea maximă a agregatelor folosite pentru betonul din peretele tubului poate fi 1/3 din grosimea peretelui. Armătura de rezistență poate fi așezată în spirală sau în inele așezate pe un rînd sau două rînduri. Armarea cu un inel simplu de armătură se folosește numai la diametre sub 1 m, la care grosimea peretelui nu este în general suficientă pentru o armătură pe două rînduri. La conductele supuse la presiunea interioară a apei, armătura inelară trebuie dispusă în centrul de greutate al diagramei eforturilor unitare de întindere, adică mai aproape de interiorul tubului. Acoperirea de beton a armăturii trebuie să fie de minimum 2 ... 2,5 cm.

Tuburile de beton armat au în general următoarele forme (fig. 14-3): secțiune circulară — care sînt cele mai aplicate — (fig. 14-3, *a*), secțiune circulară cu talpă (fig. 14-3, *b*) și secțiune ovoidală (fig. 14-3, *c*). Tuburile ovoidale se aplică atunci cînd curgerea este cu nivel liber [2].

Principalele procedee de fabricație ale tuburilor de beton armat sînt: îndesarea mecanică, presarea, vibrarea, centrifugarea, vibrovacuumarea.

În cazul procedeului prin îndesare mecanică tuburile se toarnă în tipare verticale alcătuite din două mantale concentrice. Betonul se toarnă în tipar în stra-

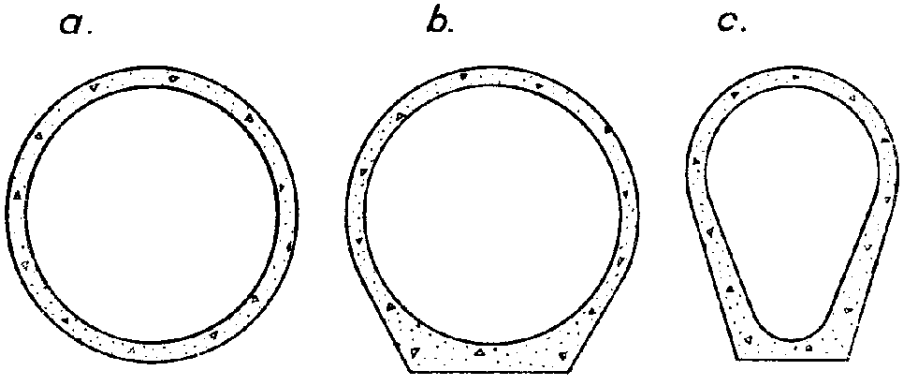


Fig. 14-3. Tuburi de beton armat prefabricate:
a — cu secțiune circulară; *b* — cu secțiune circulară cu talpă; *c* — cu secțiune ovoidală.

turi de 10 cm, care prin îndesare cu ajutorul unor maiuri speciale trebuie să se reducă la circa 7 cm.

În cazul procedeului prin presare, compactarea betonului se realizează prin rotirea cilindrului interior al tiparului care este prevăzut cu aripioare spirale ce presează spre mantaua exterioară. Metoda este eficientă la diametre mici, fiind limitată la un diametru de 75 cm.

În cazul vibrării, compactarea betonului se obține cu ajutorul vibrațiilor transmise tiparului prin diferite metode. Cel mai uzual sistem constă din fixarea tiparului pe o masă vibrantă căreia i se imprimă oscilații verticale de circa 900 vibrații/min. Într-o altă metodă tiparul metalic interior este prevăzut cu un element vibrant (fig. 14-4).

Tuburile executate prin centrifugare se execută în poziție orizontală, realizarea formei și compactarea betonului obținîndu-se cu ajutorul forței centrifuge. Tuburile centrifugate se fabrică obișnuit cu diametre între 400 și 1 500 mm și lungimi de 2,5...3,5 m, aceste limite putîndu-se extinde. Se recomandă ca betonul folosit să aibă marca B 300, cu agregate în care piatra concasată să intre în proporție de cel puțin 50%. Tuburile se armează longitudinal și în spirală cu o acoperire de beton de minimum 10 mm.

Avantajul principal al tuburilor centrifugate constă în calitatea superioară a betonului realizat, caracterizat prin mare compactitate și etanșeitate.

Un procedeu de fabricație prin centrifugare se prezintă în figura 14-5. Se utilizează un tipar metalic format dintr-o manta

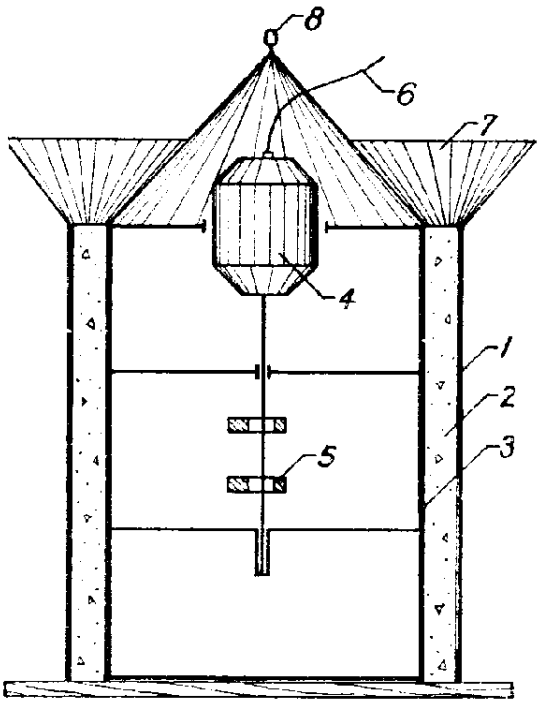


Fig. 14-4. Confecționarea tuburilor prin procedeul vibrării:
1 — cofraj metalic; *2* — tub miez; *3* — cofraj interior vibrant; *4* — motor electric; *5* — contragreutate excentrică; *6* — cablu electric de alimentare; *7* — pîlnie de turnare; *8* — cîrlig de ridicare.

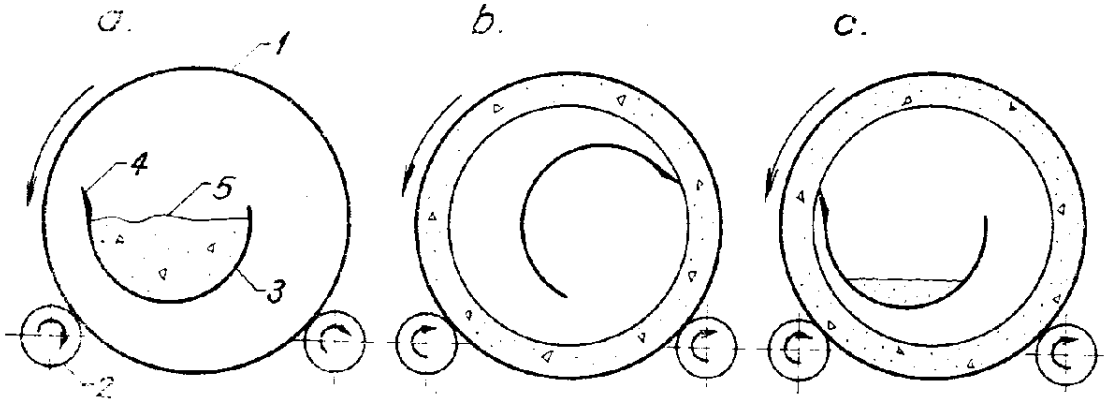


Fig. 14-5. Schemă de fabricare a tuburilor prin centrifugare:
a, b, c — etape de lucru; *1* — tipar metalic; *2* — role; *3* — jgheab excentric; *4* — cuțit; *5* — beton proaspăt pentru miez.

cilindrică avînd diametrul egal cu diametrul exterior al tubului. În interiorul acestui tipar este montat excentric un jgheab semicircular, de lungime egală cu tubul, prelungit la o extremitate cu un cuțit. Jgheabul se umple cu beton proaspăt, care prin rotirea ansamblului este proiectat pe fața interioară a tiparului. Grosimea finală a tubului se realizează din două umpleri ale jgheabului. După cea de a doua centrifugare se dă jgheabului o rotație în sens invers, astfel încît cuțitul presează și netezește suprafața interioară a tubului, betonul în exces căzînd în jgheab.

Viteza de rotație a instalației de centrifugare este de 900 ... 1 200 rot/min., iar durata operației de centrifugare propriu-zisă este de 8 ... 15 min., crescînd odată cu diametrul [3].

În prezent la noi în țară se produc tuburi centrifugate la fabrica Bucov în sortimente de 700 ... 1 400 mm diametru, de 3 m lungime, realizate cu mufe de îmbinare făcînd corp comun cu tubul.

Procedeul de fabricare a tuburilor prin vibrovacuumare constă din folosirea simultană la confecționarea tuburilor a vibrării și vacuumării. Vacuumarea constă în extragerea aerului și apei în exces din beton, prin anumite porțiuni din suprafețele tiparului cu ajutorul vacuumului produs de o pompă de vacuum (fig. 14-6).

Tiparul pentru vacuumare se compune dintr-o serie de panouri la care fața în contact cu betonul se realizează din pînză filtrantă (pînză de sac mai deasă, cu goluri între fire de 0,03 ... 0,04 mm) și straturi de plasă din sîrmă galvanizată, fundul și părțile laterale fiind perfect etanșe. Fundul fiecărui panou opus feței în contact cu betonul are un racord tubular prin care se face legătura cu pompa de vacuum [4].

Prin vacuumare rezultă un beton foarte compact și impermeabil. Sistemul prin vibrovacuumare necesită mai multă manoperă decît în cazul centrifugării deoarece exploatarea (întinderea pînzei filtrante) și manipularea cofrajelor sînt operații mai dificile. Procesul tehnologic fiind însă conceput pentru executarea tuburilor pe verticală, el necesită un număr de tipare mai redus decît în cazul centrifugării (decofrarea se face după circa o oră de la preparare, înainte de

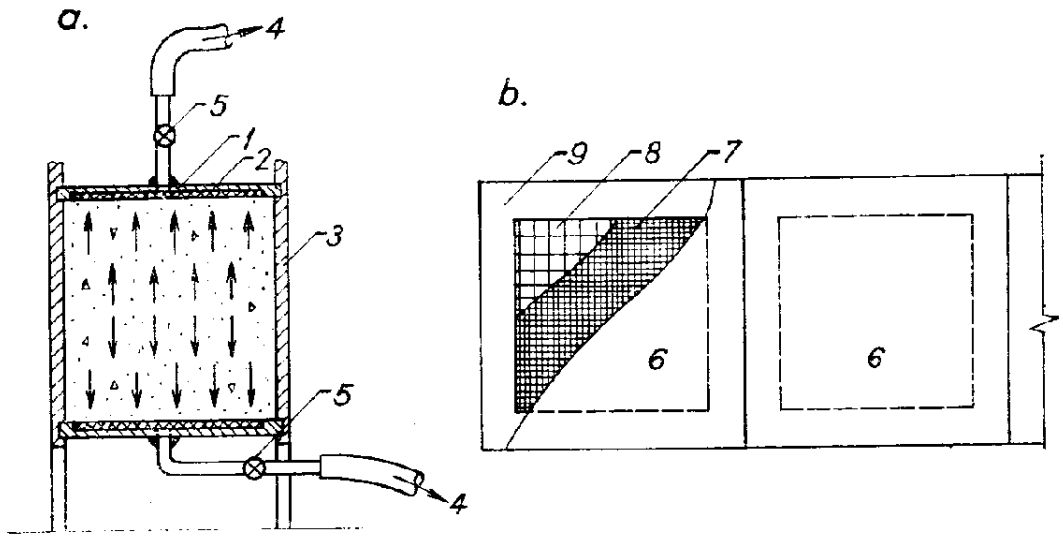


Fig. 14-6. Vacuumarea unui cub de beton:
a — schemă; *b* — cofraj de vacuumare desfăşurat; *1* — cofraj de vacuumare; *2* — cofraj scut etanş; *3* — cofraj etanş; *4* — tub spre rezervor şi pompă de vacuum; *5* — robinet; *6* — pînză filtrantă; *7* — plasă de sîrmă galvanizată cu ochiuri de 1 mm; *8* — plasă de sîrmă galvanizată cu ochiuri de 5 ... 6 mm; *9* — schelet metalic de ridigizare.

tratamentul termic, în timp ce la tuburile centrifugate decofrarea se face întotdeauna după tratamentul termic, deci după 4 ... 5 ore).

În ţara noastră tuburile vibrovacuumate se execută pentru $D = 2\,200$ mm, lungimea tubului 5,00 m şi greutatea pe bucată de 15,5 tone.

§ 3. TUBURI DE BETON PRECOMPRIMATE

7. Principii de bază

Tuburile precomprimate se bazează pe principiul aplicării unui efort iniţial de compresiune în beton, pentru a se compensa eforturile de întindere produse în special de presiunea interioară a apei. Astfel s-a extins domeniul de folosire al tuburilor din beton pînă la 10 ... 15 atmosfere şi chiar mai mult.

Precomprimarea înlătură de asemenea unul din principalele dezavantaje ale tuburilor de beton armat şi anume insuficienta utilizare a armăturilor. Alungirile specifice de rupere prin întindere a betonului sînt de ordinul a 0,1 ... 0,2 mm/m. Aceasta înseamnă că, la armături obişnuite, pentru tuburi de beton armat eforturile maxime admise sînt de 200 ... 400 kg/cm^2. Peste această limită apar fisuri care reduc sensibil impermeabilitatea tubului. Precomprimarea betonului din pereţii tubului prin pretensionarea armăturii permite folosirea oţelului pînă la limita de rezistenţă, deci mult mai economic. Se recomandă chiar utilizarea oţelurilor superioare cu rezistenţa la rupere de 10 000 ... 22 000 kg/cm^2.

Tuburile precomprimate se execută în general cu diametre de 400 ... 1 500 mm şi lungimi de 3,00 ... 5,00 m. Fabricarea lor se desfăşoară în fabrici specializate sau în poligoane de şantier.

Tuburile produse în fabrici specializate prezintă avantajul unei calităţi superioare şi al unui preţ de livrare loco-fabrică mai redus (productivitatea în fabrică fiind mai mare). Cheltuielile de manipulare şi transport pînă la şantier sporesc

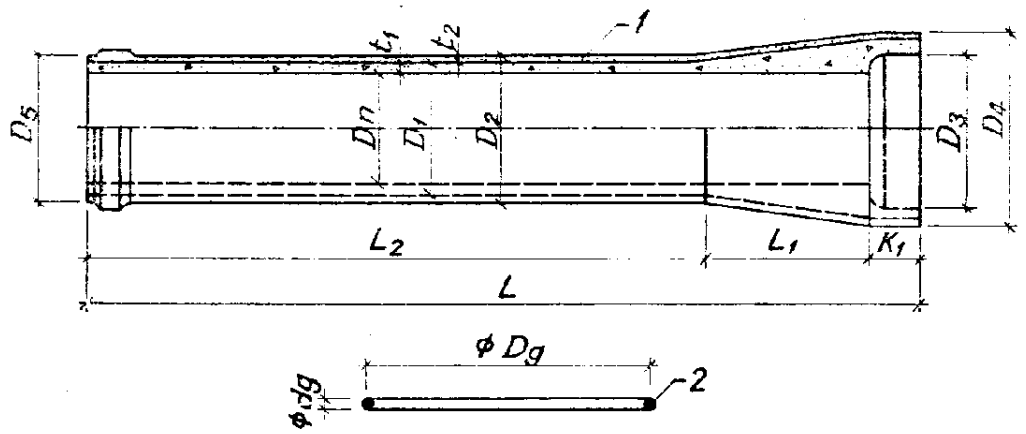


Fig. 14-7. Schema tubului *Premo* cu dimensiuni caracteristice:
1 — tub *Premo*; *2* — garnitură de cauciuc pentru etanșare.

însă sensibil prețul de livrare al tubului loco-șantier. Poligoanele sînt suprafețe special amenajate pe șantier, unde se produc tuburi după scheme tehnologice mai simple și de calitate ceva mai scăzută, dar transporturile și manipulările sînt reduse în acest caz la minimum.

La noi în țară se fabrică tuburi de beton precomprimat de tip *Premo* la fabrica Progresul-București și în secții mai recente la Craiova, Călărași, Turda. Se execută tuburi cu diametre de 400, 600, 800 și 1000 mm, cu lungimea de 5,00 m, pentru presiuni maxime de 2, 3, 4, 6 și 10 atmosfere. Pentru cazuri speciale se execută tuburi cu presiunea pînă la 20 atmosfere. În figura 14-7 și tabelul 14-1 se prezintă dimensiunile tuburilor *Premo* produse în țara noastră și ale garniturilor de etanșare.

TABELUL 14-1

Dimensiuni (mm)													Greut. tub (kg)	Unghi între tuburi
D_n	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5	L_1	K_1	L_2	L	t_1	t_2	$\varnothing d_g/\varnothing D_g$		
400	460	588	514	618	490	450	145	4 550	5 145	30	37	20/ 456	865	3°
600	660	788	714	818	690	450	145	4 550	5 145	30	37	20/ 637	1 250	3°
800	880	1 028	934	1 058	910	520	175	4 480	5 175	40	47	20/ 837	2 050	3°
1 000	1 100	1 274	1 158	1 304	1 128	610	175	4 390	5 175	50	58	25/1 038	3 050	3°
1 500	1 666	1 930	1 738	1 964	1 702	925	225	4 075	5 225	83	96	30/1 562	7 400	2.5°

8. Tehnologia tuburilor Premo

Începînd din anul 1961 și pînă în prezent în țara noastră s-au executat peste 2 000 km de aducțiuni cu tuburi *Premo*. Rezultatele au fost din cele mai bune, semnalîndu-se într-un singur caz deficiențe datorate unor lovituri de berbec foarte mari.

Tubul *Premo* se fabrică după tehnologia în trei trepte [1], [5], şi este alcătuit din două straturi.

Primul strat de beton, denumit tub-miez, este confecţionat prin centrifugare, are grosimea de 30 ... 50 mm şi este precomprimat longitudinal şi transversal cu armătură pretensionată S.B.P. Armătura longitudinală pretensionată este înglobată în tubul-miez, iar cea transversală este înfăşurată sub tensiune la exterior pe tubul-miez întărit.

Pentru protecţia armăturii transversale preîntinse, la exteriorul tubului-miez se execută un strat de mortar prin torcretare, cu grosimea de 15 mm. Stratul de mortar este de asemenea precomprimat, în timpul aplicării torcretului tubul-miez fiind pus sub presiune interioară care durează pînă la întărirea stratului de mortar. Astfel se preîntîmpină fisurarea stratului de protecţie în timpul exploatării şi se evită pătrunderea agenţilor exteriori la armătura transversală.

Fluxul tehnologic de fabricare al tuburilor *Premo* (fig. 14-8) se desfăşoară în hale închise şi cuprinde operaţiunile principale care urmează.

— Executarea tubului-miez care comportă pregătirea agregatelor şi prepararea betonului, armarea longitudinală, formarea tubului-miez prin centrifugare, tratarea termică, sablarea feţei exterioare, armarea transversală a tubului-miez. Betonul din tubul-miez are mărci superioare, pînă la B 800, cu ciment P 500 sau RIM în dozaj de 650 ... 700 kg ciment/m³. Agregatele folosite sînt agregate de rîu

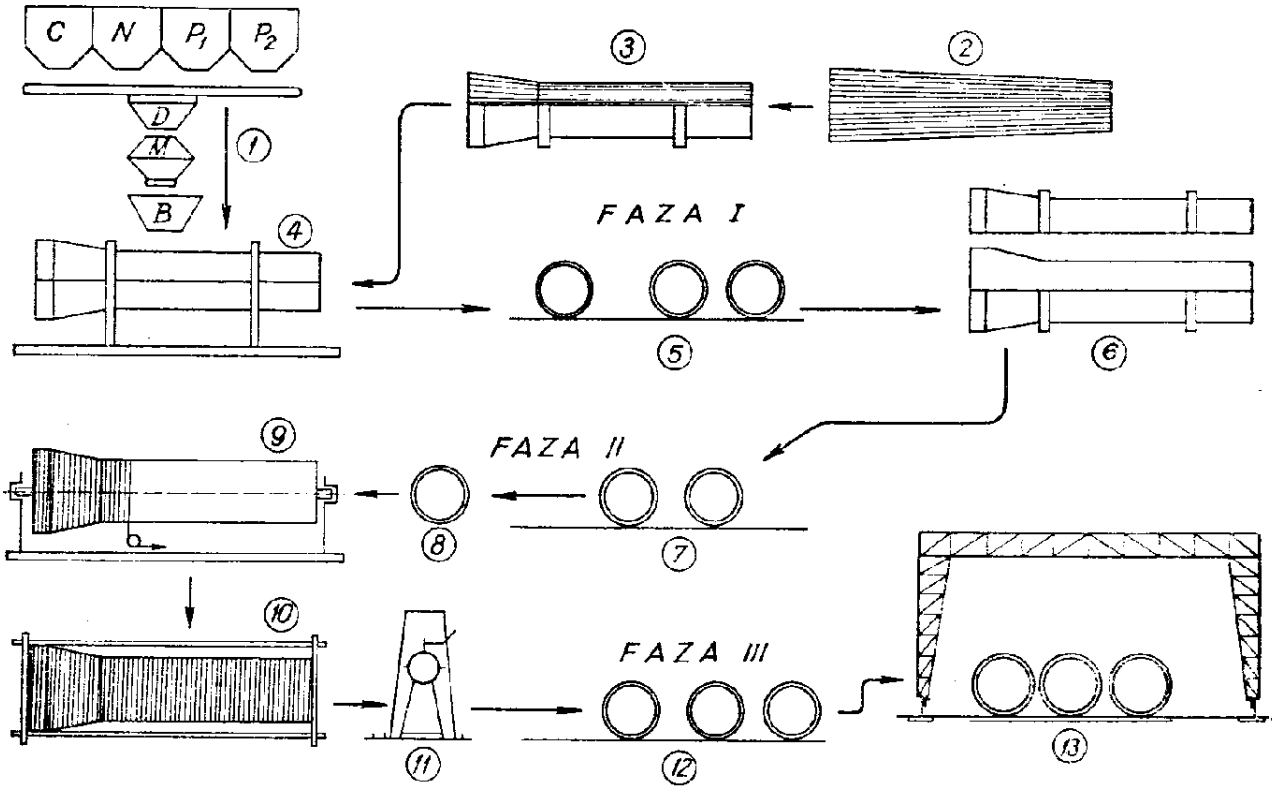


Fig. 14-8. Schemă tehnologică de fabricare a tuburilor *Premo*:

C — ciment; *N* — nisip; P_1, P_2 — piatră; *D* — dozator; *M* — malaxor; *B* — buncăr; *1* — instalaţie de preparare a betonului; *2* — armare longitudinală a tubului miez; *3* — formare mufă, montare cofraj; *4* — formare tub-miez prin centrifugare; *5* — tratament termic; *6* — decofrare; *7* — tratament termic; *8* — rectificare dimensiuni şi sablare faţă exterioară; *9* — armare transversală spirală; *10* — probă de presiune; *11* — aplicare strat de protecţie; *12* — tratament termic; *13* — depozit.

sortate, spălate și uscate, cu dimensiunile 0 ... 12 mm. Sîrmele utilizate sînt din oțel superior cu $\sigma_r = 170 ... 220$ kg/mm^2 și diametrul de 1,2 ... 1,6 mm, pentru armătura longitudinală, și 2 ... 5 mm, pentru armătura transversală.

— Aplicarea prin torcretare a mortarului de protecție peste armătura transversală a tubului-miez și tratamentul termic al mortarului. Așa cum s-a arătat, în timpul aplicării mortarului tubul-miez este ținut sub presiune, care se alege în funcție de presiunea maximă din exploatare.

— Încercarea tuburilor se face la presiunea de încercare care este funcție de presiunea maximă de exploatare a tubului (de exemplu, la presiuni maxime de exploatare de 5, 10, 20 at, tuburile cu diametrul de 1 000 mm se încearcă la presiuni de 12, 16,5, 25 at). Se face și încercarea la fisurare a tubului, ridicînd presiunea interioară pînă la presiunea de fisurare (pentru cazurile de mai sus presiunile de încercare la fisurare sînt respectiv 16, 19,5, 28 at). Tuburile se consideră corespunzătoare dacă la presiunea de fisurare nu se produce o fisură prin care să țîșnească apa. Ridicarea presiunii interioare în tub se face gradat, la intervale de timp bine stabilite. Alte tipuri de încercări constau în probarea tuburilor la presiune pe generatoare, pentru verificarea rezistenței la tensiune în beton (mai mare de 30 kg/cm^2), și în probe de presiune în timp pe tronsoane de tuburi îmbinate.

Mai recent s-au aplicat propuneri de îmbunătățire a tehnologiei descrise mai sus [1], constînd din:

— înlocuirea operației de aplicare a torcretului pe tuburi miez sub presiune — operație care la tuburi de presiuni curente nu s-a dovedit necesară — cu aplicarea torcretului pe tuburi miez fără presiune, sau cu vibrolaminarea betonului de protecție în locul execuției torcretului;

— realizarea vîrfului tubului odată cu centrifugarea tubului-miez, față de sistemul *Premo* care prevede execuția profilului special de pe vîrf, separat prin torcretare (fig. 14-15);

— eliminarea operației de sablare, care s-a dovedit că nu este necesară în cazul folosirii vibrolaminării.

§ 4. EXECUȚIA CONDUCTELOR DIN TUBURI DE BETON PREFABRICATE

9. Execuția săpăturilor

Tuburile prefabricate pot fi folosite pentru conducte îngropate sau suprateranе. În mod obișnuit aducțiunile sînt construite din conducte îngropate, montate în tranșee sau umplutură, acoperirea cu pămînt peste creasta tubului variind în general între 1 ... 3 m.

Execuția unei aducțiuni din tuburi de beton prefabricate cuprinde următoarele faze principale: trasarea pe teren, executarea săpăturilor, executarea elementelor de rezemare a tuburilor, lansarea tuburilor în săpătură, îmbinarea tuburilor, proba de presiune, executarea umpluturilor, recepția lucrărilor.

Săpăturile pentru tranşeea conductei se recomandă să se facă numai după completa aprovizionare a şantierului cu materialele, tuburile şi utilajele necesare, astfel ca şanţurile să rămînă un timp minim deschise. Metodele de execuţie a săpăturilor sînt determinate de mai mulţi factori dintre care se menţionează caracteristicile solului, adîncimea, forma şi poziţia şanţurilor, volumul lucrărilor.

Săpăturile se execută în general mecanizat. Utilajele folosite sînt excavatoarele cu cupă inversă, draglinele, săpătoarele de şanţuri. La lucrările mai mici şi în localităţi săpăturile se fac şi manual, folosindu-se benzi transportoare, macarale mici, vagonete basculante etc.

Lăţimea şanţului va fi cît mai mică posibil, dar astfel încît să permită montarea tuburilor în condiţii corespunzătoare. Pentru tuburile *Premo* (v. fig. 14-7) se recomandă următoarele lăţimi minime:

— tranşee cu taluzuri, $D_3 + 0{,}50$ m;

— tranşee cu pereţi verticali, lăţimea liberă între stîlpii sprijinirilor $D_3 + 0{,}80$ m.

În dreptul mufelor, nu este necesară o lăţire suplimentară, ci numai o adîncire a săpăturii cu 5 ... 10 cm sub mufe şi 50 cm de o parte şi de alta.

Săpătura nu se execută de la început la cota finală; ultimul strat de 15 ... 20 cm se sapă cu puţin timp înaintea montării conductei, pentru ca aceasta să fie aşezată pe pămînt sănătos. Pămîntul rezultat din săpătură se depozitează pe unul din malurile şanţului, urmînd ca celălalt mal să rămînă liber pentru lansarea tuburilor.

10. Rezemarea tuburilor pe fundaţie

Modul de rezemare influenţează în mare măsură solicitările din pereţii tubului. O bună rezemare trebuie să îndeplinească următoarele condiţii:

— suprafaţa de rezemare să fie cît mai mare şi distribuţia presiunilor pe teren cît mai uniformă;

— pămîntul de umplutură din părţile laterale ale tuburilor să fie bine compactat, pentru a asigura o împingere pasivă care să se opună deformaţiilor laterale ale conductei.

În practică se aplică două tipuri de rezemare a conductelor din tuburi prefabricate:

— rezemare pe pat de pămînt;

— rezemare pe pat de beton.

Rezemarea pe pat de pămînt se face prin profilarea fundaţiei după forma tubului (fig. 14-9, *a*), unghiul la centru recomandat fiind în jur de 90°, sau prin aşternerea unui strat de nisip şi pietriş mărunt de 15 ... 25 cm înălţime, care se profilează singur după forma tubului în timpul montării (fig. 14-9, *b*).

Pe traseul unei conducte capacitatea portantă a pămînturilor nu se păstrează aceeaşi. În situaţia cînd apar treceri de la o categorie de pămînt la alta, şanţul se sapă cu 15 cm mai adînc în zona de trecere pe o lungime de 20 ... 30 m şi se execută o umplutură de nisip (fig. 14-10, *a*). În cazul unor pămînturi cu capacitate portantă foarte redusă se poate executa sub conductă un pat special de bolovani (fig. 14-10, *b*).

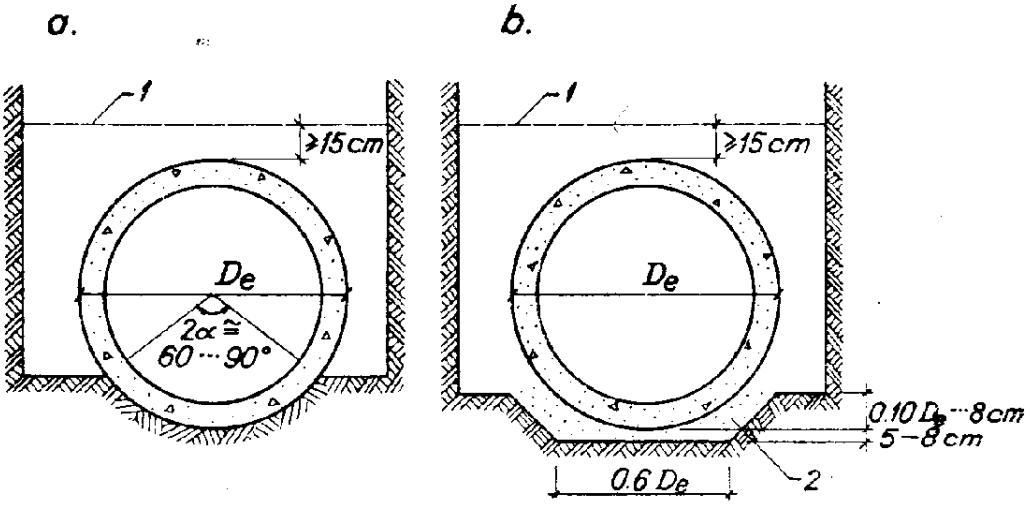


Fig. 14-9 Rezemarea tuburilor pe pat de pămînt:
a — prin profilarea pămîntului; *b* — prin așternerea unui strat de nisip; *1* — cota umpluturilor compactate manual; *2* — strat de nisip.

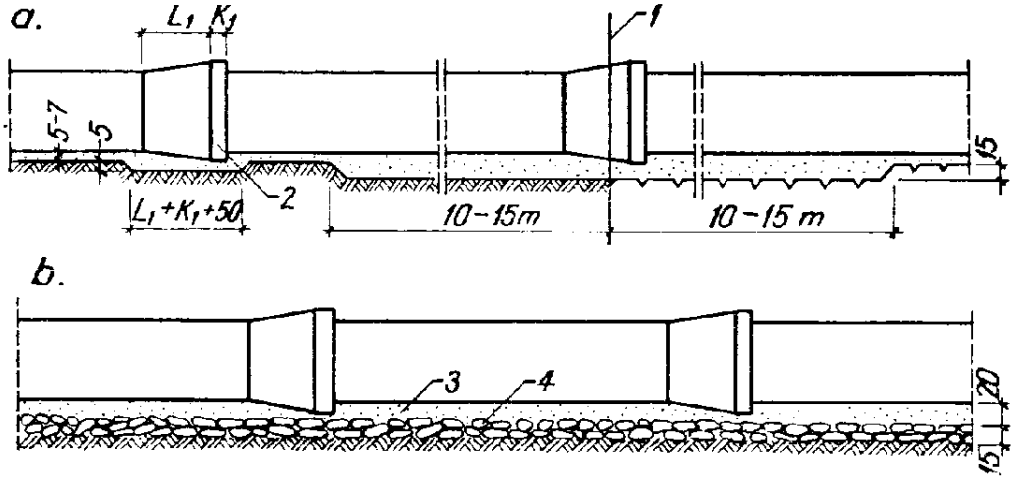


Fig. 14-10. Rezemări în situații speciale pe traseul conductei:
a — la schimbarea naturii terenului; *b* — pe terenuri cu capacitate portantă redusă; *1* — plan de schimbare a naturii terenului; *2* — rezemare în dreptul mufei; *3* — pat de nisip; *4* — pat de bolovani.

În cazul terenurilor foarte tari (stîncoase sau semistîncoase) se recomandă executarea unui pat de 20 cm nisip și pietriș mărunt. Pentru fundații foarte slabe (terenuri mlăștinoase, nisipuri curgătoare) se adoptă soluții speciale, cum ar fi rezemarea pe piloți fixați în terenul sănătos etc. Rezemarea pe pat de pămînt se utilizează cînd îmbinările dintre tuburi sînt elastice. Conductele din tuburi *Premo*, avînd îmbinări elastice, reazemă în general pe un strat de nisip și pietriș mărunt așezat în fundație.

Rezemarea pe pat de beton se folosește în special cînd tuburile se montează cu îmbinări rigide. Se utilizează diferite forme de paturi de beton, cum se vede în figura 14-11. Prima soluție (fig. 14-11, *a*) se folosește numai în cazul unor terenuri de fundație rezistente, spre deosebire de ultima (fig. 14-11, *c*) care se poate folosi în orice tip de teren, asigurînd o distribuție uniformă a presiunilor.

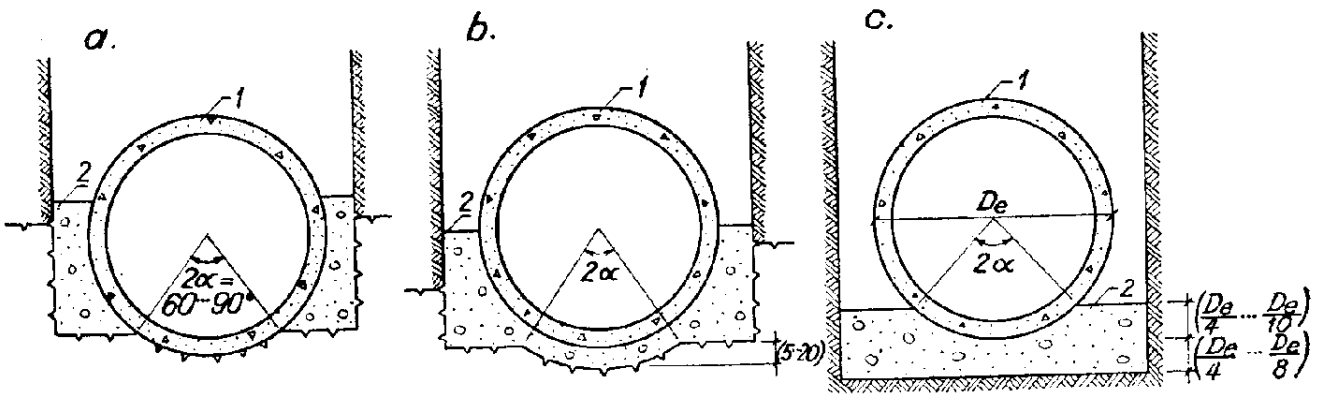


Fig. 14-11. Rezemarea tuburilor pe pat de beton:
a, b — în terenuri stîncoase; *c* — în orice tip de teren; *1* — tub; *2* — pat de beton.

Grosimea patului de beton sub conductă trebuie să fie 1/4 ... 1/8 din diametrul exterior al tubului, iar unghiul la centru de cuprindere a tubului de către pat se recomandă în jur de 90°. Patul se execută în general continuu cu excepția zonelor de îmbinare a tuburilor, unde se întrerupe, pentru a se putea executa îmbinarea.

La conductele de diametru mare se utilizează și rezemarea pe pat discontinuu, constînd din șei de 20 ... 40 cm lățime, așezate la 3 ... 5 m distanță. Patul se execută dintr-un beton de calitate mai scăzută decît tubul, în general B 50 ... B 90.

11. Îmbinarea tuburilor

Îmbinările trebuie să îndeplinească următoarele funcțiuni: asigurarea continuității conductei fără reducerea rezistenței acesteia în dreptul rosturilor, asigurarea unei etanșeități perfecte, permiterea unor mici rotiri și deplasări relative ale tuburilor pentru adaptarea la eventuale tasări inegale ale terenului. În funcție de natura terenului în care se execută conducta, de modul de rezemare și de tipul tuburilor, se folosesc două tipuri de îmbinări: îmbinări rigide și îmbinări elastice.

Îmbinările rigide sînt indicate la tuburi cu presiuni pînă la 6 atmosfere, pozate pe pat de beton sau fundație naturală stîncoasă, sau fără tasări. Eforturile unitare care iau naștere în îmbinările rigide încarcă suplimentar secțiunea conductei, iar deformațiile acesteia pot fi admise numai în limitele proprietăților elastice ale materialului tubului. De aceea se recomandă ca atunci cînd se folosesc îmbinări rigide, să se prevadă alternativ și îmbinări elastice.

Îmbinările elastice reprezintă soluții moderne pentru realizarea legăturilor dintre tuburi. Aceste îmbinări permit deplasarea relativă longitudinală între tuburi de circa 5 mm, și rotiri relative de 2 ... 3°.

După alcătuirea constructivă se deosebesc următoarele tipuri de îmbinări: îmbinări cu falț, îmbinări cu mufă, îmbinări cu manșoane independente.

Îmbinările cu falț sînt îmbinări rigide și se folosesc în special la conducte din tuburi fără presiune. În figura 14-12 se arată diverse tipuri de îmbinări cu falț. Tuburile sînt prevăzute la cele două capete cu praguri care prin așezarea

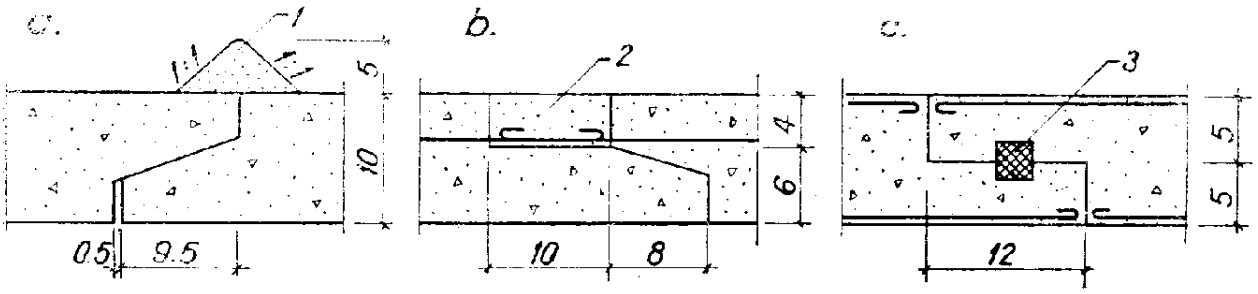


Fig. 14-12. Îmbinări cu falț la tuburi prefabricate:
a — simplă; *b* — cu mustăți de armătură petrecute; *c* — cu gol etanșat în interiorul pereților; *1* — cordon de mortar; *2* — umplutură de mortar; *3* — umplutură de mastic bituminos sau mortar de ciment.

tuburilor cap la cap lungesc drumul apei, deci micșorează infiltrațiile. Etanșarea se realizează prin betonarea rostului pe aproximativ jumătate din înălțimea tubului și aplicarea unui cordon de mortar pe jumătatea superioară rămasă (fig. 14-12, *a*).

În figura 14-12, *b* se prezintă o îmbinare cu falț în care se petrec și mustățile de armătură din cele două tuburi adiacente. O astfel de îmbinare preia și eforturi de întindere și se aplică la conductele supuse la variații de temperatură. Îmbinarea cu falț din figura 14-12, *c* are un gol în mijlocul peretelui, gol care se umple cu mortar de ciment sau mastic bituminos, printr-un orificiu situat la cheia conductei.

Îmbinarea cu mufă poate fi realizată rigid sau elastic și este cea mai utilizată îmbinare a tuburilor prefabricate (fig. 14-13). Fiecare tub are o extremitate dreaptă și o extremitate lărgită — mufa — în care pătrunde extremitatea dreaptă a tubului adiacent. Etanșeitatea se asigură cu ajutorul unei garnituri inelare de cauciuc sau a unei funii de cînepă gudronată, care se presează prin ștemuire în spațiul dintre cele două tuburi. Restul acestui spațiu se umple cu mortar de ciment sau mastic bituminos.

Tuburile precomprimate au în general îmbinări elastice cu mufă. În figura 14-14 se prezintă cîteva tipuri de îmbinări pentru tuburile precomprimate.

Tuburile *Premo* au de asemenea îmbinare elastică cu mufă (fig. 14-15). Etanșeitatea rostului se asigură cu un inel de cauciuc, care pentru a pătrunde etanș pe capătul tubului, are un diametru inițial cu 5 ... 10% mai mic decît al tubului. Inelul de cauciuc este presat în poziția lui definitivă, reducîndu-și secțiunea trans-

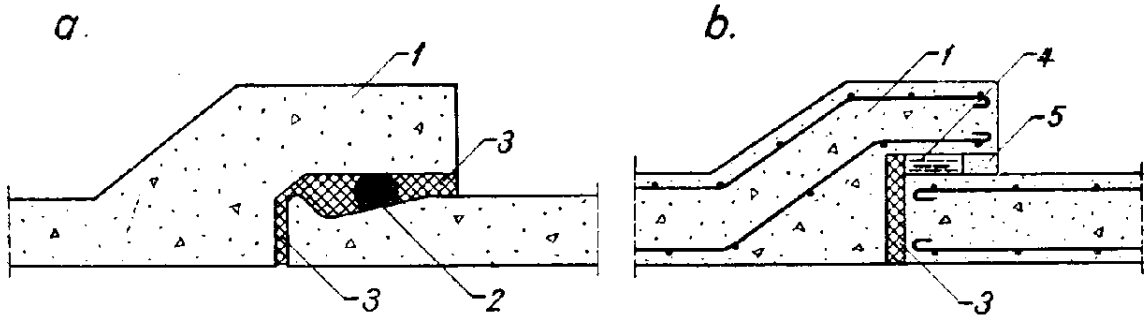


Fig. 14-13. Îmbinări cu mufe la tuburi prefabricate:
a — etanșate cu inel de cauciuc; *b* — etanșate cu funie de cînepă prin ștemuire; *1* — mufă; *2* — inel de cauciuc; *3* — mastic bituminos; *4* — funie de cînepă; *5* — mortar de ciment.

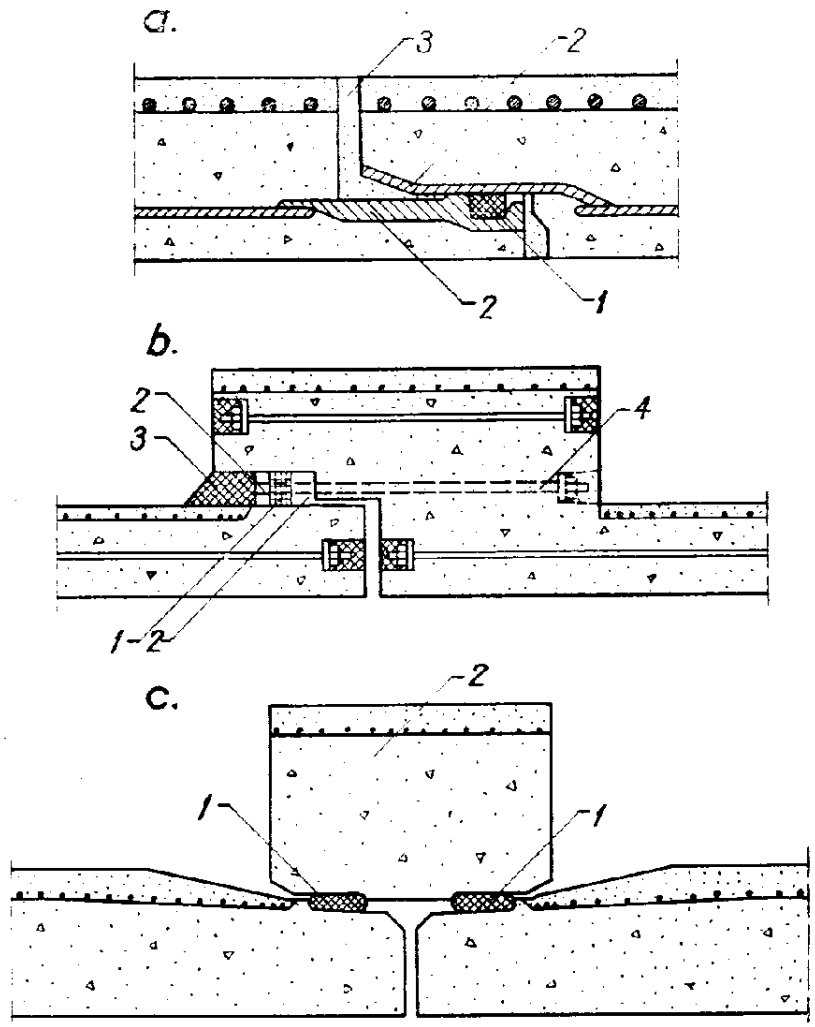


Fig. 14-14. Îmbinări la tuburi precomprimate:

a — îmbinare Lock-Joint; *1* — inel de cauciuc; *2* — inele de oţel; *3* — mortar de ciment; *b* — îmbinare Sokol; *1* — bandă de cauciuc; *2* — segmenţi de oţel; *3* — asfalt; *4* — bulon de strîngere; *c* — îmbinare Centritub cu manşon independent; *1* — inele de cauciuc; *2* — manşon prefabricat.

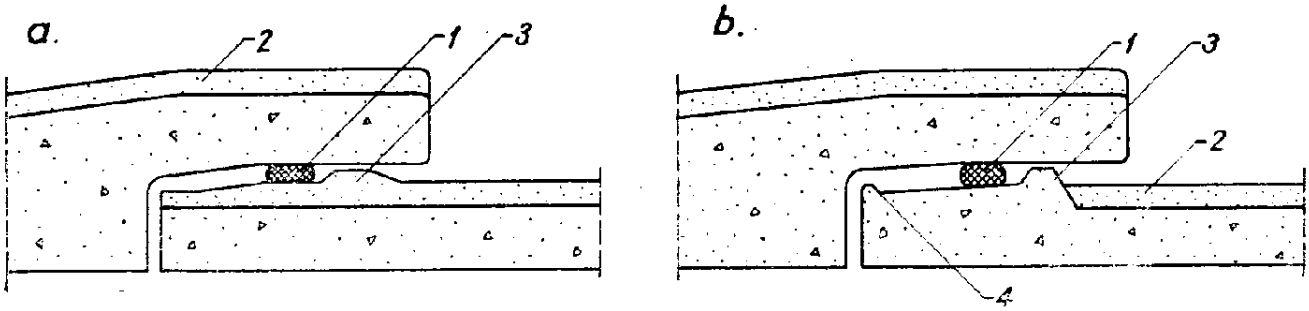


Fig. 14-15. Îmbinarea tuburilor Premo:

a — de tip vechi; *b* — de tip îmbunătăţit; *1* — inel de cauciuc; *2* — strat de torcret sau mortar vibrolaminat; *3* — prag; *4* — rebord.

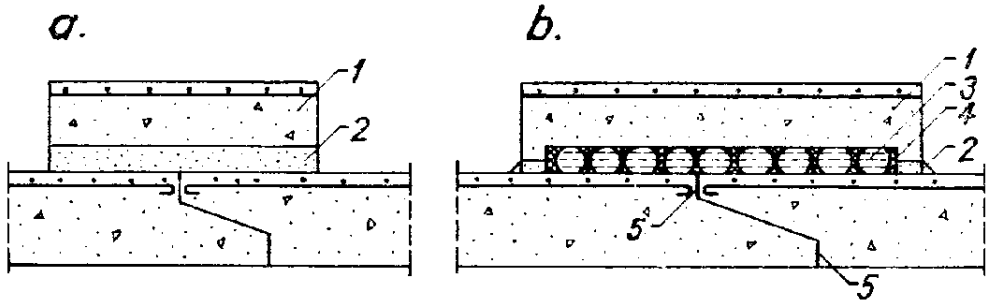


Fig. 14-16. Îmbinări cu manșoane independente:
a — etanșate cu mortar de ciment; *b* — etanșate cu funie de cînepă, mastic bituminos și mortar de ciment; *1* — manșon; *2* — mortar de ciment; *3* — funie de cînepă ștemuită; *4* — mastic bituminos; *5* — rost tratat cu bitum.

versală inițială cu circa 40%. Pentru oprirea deplasărilor inelului de cauciuc din cauza presiunii hidrostatice se prevede un prag de oprire. Practica arată că garniturile de cauciuc se comportă bine în exploatare. După 30 ... 40 ani de exploatare garniturile și-au păstrat proprietățile elastice inițiale.

Îmbinarea tuburilor *Premo* îmbunătățită prezintă un prag suplimentar la capătul tubului, pentru a împiedica sugerea inelului de cauciuc cînd în conductă apar depresiuni. De asemenea forma finală a capului tubului se confecționează prin centrifugare, odată cu tubul-miez, nemaifiind necesară torcretarea în această zonă.

Îmbinarea cu manșoane independente se realizează prin montarea tuburilor cap la cap și prin folosirea unor manșoane exterioare care îmbracă tuburile adiacente în dreptul rosturilor. Între manșon și fiecare din cele două tuburi adiacente se crecază astfel un spațiu inelar în care se poate realiza etanșarea. Etanșarea se poate face numai cu mortar de ciment (fig. 14-16, *a*), sau cu funie de cînepă, mastic bituminos și mortar de ciment (fig. 14-16, *b*). Dacă diametrul conductei permite, etanșarea se poate face și de la interior, după montarea manșonului.

Îmbinarea cu manșoane independente se utilizează în diverse variante și la unele tipuri de tuburi din beton precomprimate (v. fig. 14-14, *c*).

12. Lansarea și montarea tuburilor

Lansarea tuburilor în săpătură se poate face manual, cu ajutorul unor trepiede speciale, sau mecanic, cu ajutorul macaralelor. Operația se execută în zone special alese, de unde tuburile sînt împinse sau trase pe tot traseul conductei.

Montarea tuburilor se recomandă să se facă din aval către amonte, pentru ca apele de infiltrație să se poată scurge spre aval. Tuburile cu mufă se montează deci cu mufa spre amonte, extremitatea dreaptă a fiecărui tub ridicîndu-se ușor în cabluri, pentru a pătrunde în mufa tubului montat. Pentru montarea tuburilor se folosesc dispozitive speciale cu scripeți și cabluri de prindere, sau chiar dispozitivele de lansare a tuburilor în șanț. Îmbinările elastice, admițînd o deviere de cîteva grade între axele tuburilor, permit realizarea curbelor de pe traseul conductei. Astfel îmbinarea tuburilor *Premo* permite o deviere de 2° 30′ a tubului nou montat față de axa tubului precedent.

13. Proba de presiune și etanșeitate

După efectuarea operațiilor de montare, etanșare și acoperire parțială cu pămînt, ca în figura 14-17, pentru conductele sub presiune se efectuează proba de presiune și etanșeitate. Această probă se execută pe tronsoane separate de conductă, de maximum 1 000 m lungime. În acest scop capetele tronsoanelor alese se închid cu capace speciale de oțel, care sprijină în masive de ancoraj ce preiau împingerea din presiunea hidrostatică.

Instalațiile necesare pentru proba de presiune se prezintă schematic în figura 14-18. Sînt necesare următoarele utilaje: 1 ... 2 pompe centrifuge pentru umplerea cu apă a tronsonului, o pompă manuală cu piston pentru punerea sub presiune a tronsonului, manometre, ștuțuri cu robinet pentru evacuarea aerului. Se recomandă ca în timpul probei variațiile de temperatură să nu depășească 2 ... 3°.

Pentru tuburile prefabricate presiunea de încercare este în general de 1,4 ori presiunea maximă din exploatare. Punerea sub presiune se face la un interval de timp suficient după umplerea cu apă, pentru a se stabili un echilibru termic și mecanic între peretele conductei și apa din interior. Presiunea în tronson se ridică în mod treptat, în trepte de maximum 1 kg/cm^2, pentru a se da conductei

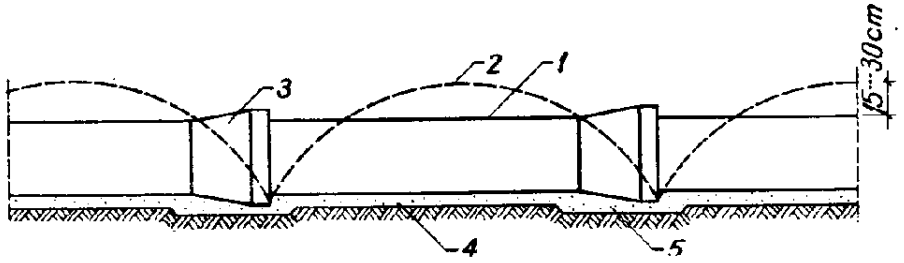


Fig. 14-17. Umpluturi pe conductă înaintea probei de presiune:
1 — tub Premo; *2* — linie umpluturi; *3* — mufă; *4* — strat de nisip și pietriș mărunt; *5* — profilarea fundației în zona mufei.

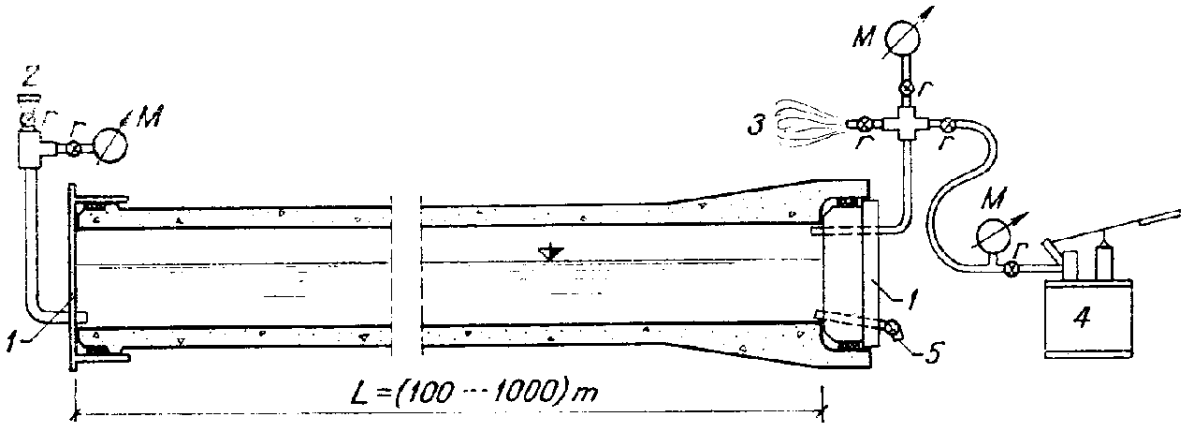


Fig. 14-18. Schemă pentru proba de presiune a conductei:
1 — capace de închidere; *2* — holender de racord pentru umplere cu apă; *3* — ștuț de evacuare aer; *4* — pompă manuală pentru punerea sub presiune a conductei; *5* — conductă de evacuare a apei; *M* — manometre; *r* — robinete.

un timp suficient de deformație între treptele de încărcare. Conducta se menține timp de 6 ore la presiunea de încercare, timp în care trebuie să-și păstreze etanșeitatea.

Pentru tuburile *Premo* saturarea cu apă se efectuează timp de 12 zile, sub o presiune de 3 atmosfere, iar proba propriu zisă durează 24 ore. În timpul probei presiunea se ridică din oră în oră la valoarea de încercare și se măsoară cantitatea de apă necesară pentru ridicarea presiunii, care este egală cu apa pierdută din conductă. Se admit pierderi maxime de 0,04 l/m^2 de suprafață laterală a tubului, măsurată la interior. Dacă pierderile măsurate depășesc pe cele admisibile se întrerupe proba, se golește conducta de apă în mod lent și se remediază defecțiunile ivite.

14. Execuția umpluturilor peste conducte

După executarea probei de presiune se execută restul umpluturii pînă la nivelul terenului.

Umplutura se execută în straturi de 20 cm, compactate cu maiuri manuale sau mecanice pînă la înălțimea de 15 ... 30 cm peste cheia conductei. Umplutura în jurul jumătății superioare a conductei se execută manual pentru a nu deteriora conducta prin șocurile cu maiul mecanic. Pămîntul din jurul conductei nu trebuie să conțină pietre mai mari de 7 cm, iar sub conductă, pietre mai mari de 3 ... 4 cm. Restul umpluturii șanțului se poate executa prin împingere cu buldozerul.

§ 5. CONDUCTE TURNATE LA FAȚA LOCULUI

15. Elemente caracteristice

Conductele turnate la fața locului se execută direct în săpătură, unde se fac lucrările de cofrare, de montare a armăturii și de turnare a betonului. În comparație cu conductele realizate din tuburi prefabricate, conductele turnate la fața locului au următoarele caracteristici:

— nu sînt limitate superior ca diametru, deoarece nu se pune problema limitării greutății lor pentru manipulare, ca în cazul tuburilor prefabricate;

— au numărul rosturilor mult mai redus, iar în anumite cazuri conducta se poate executa complet fără rosturi, asigurîndu-se astfel o etanșeitate mai bună;

— calitatea betonului turnat în condiții de șantier este inferioară însă betonului turnat în condiții de fabrică; mărcile betoanelor pentru conductele turnate la fața locului sînt B 200 ... B 300, în comparație cu B 600 ... B 800 folosite la tuburile precomprimate spre exemplu;

— se folosesc pînă la presiuni de maximum 4 atmosfere (pentru presiuni mai mari se folosesc căptușeli cu virole de tablă la interior, sau căptușeli precomprimate în tranșee).

16. Secțiunea transversală

Forma interioară a conductelor turnate la fața locului este în general circulară dar se folosesc și alte forme: ovoidală, semieliptică, dreptunghiulară. În schimb forma exterioară și legătura cu fundația sînt de o mare diversitate, din considerente statice și tehnico-economice.

În figura 14-19 se prezintă cîteva tipuri de secțiuni transversale. Secțiunea circulară (fig. 14-19, *a*, *d*, *e*, *f*) este indicată pentru conducte sub presiune. Alte tipuri de secțiune (fig. 14-19, *b*, *c*) sînt indicate pentru conducte cu nivel liber sau cu mică presiune.

Unele din secțiunile transversale prezentate în figura 14-19 pot fi realizate și parțial prefabricate. De exemplu secțiunea 14-19, *b* poate fi realizată cu vatra turnată la fața locului și clopotul din elemente prefabricate; secțiunea 14-19, *c* radierul și pereții turnați la fața locului, planșeul prefabricat; secțiunea 14-19, *f* jumătatea inferioară turnată în tranșee, jumătatea superioară din elemente prefabricate.

Se recomandă ca lucrările importante să se realizeze din două sau mai multe fire independente (fig. 14-20), fiind astfel posibile revizii sau reparații alternative.

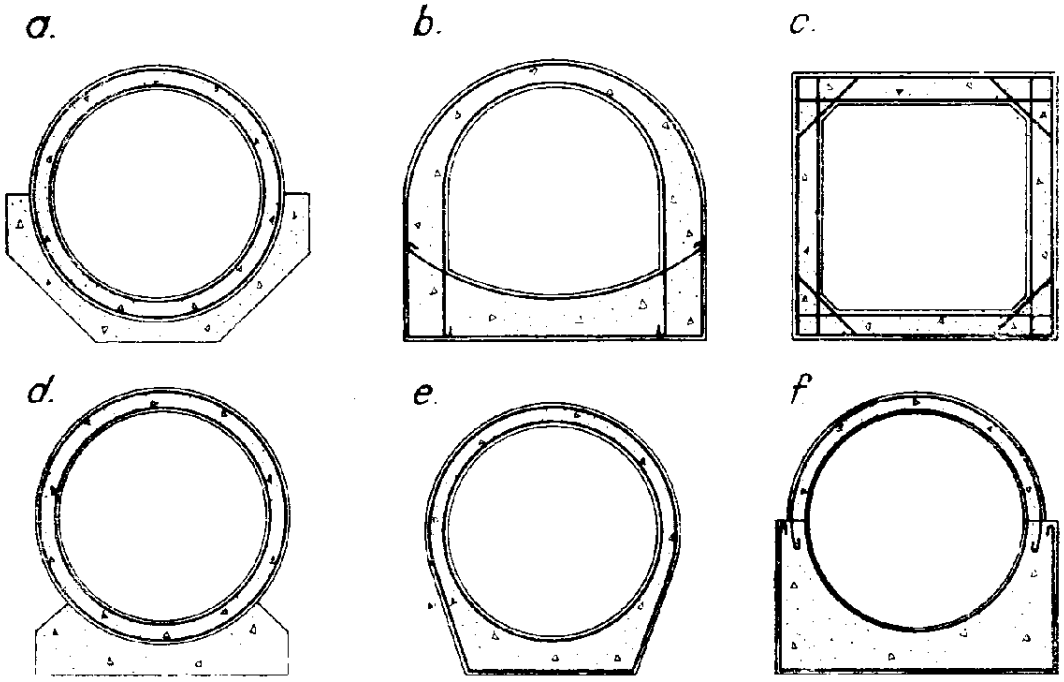


Fig. 14-19. Secțiuni transversale de conducte:
a, *d* — circulare pe pat de beton; *b* — clopot; *c* — dreptunghiulară; *e* — circulară cu talpă; *f* — circulară cu pat monolit.

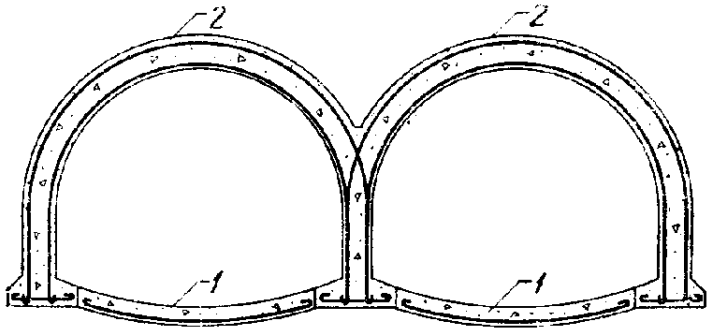


Fig. 14-20. Secțiune transversală de conductă dublă, turnată la fața locului:
1 — radier; *2* — boltă.

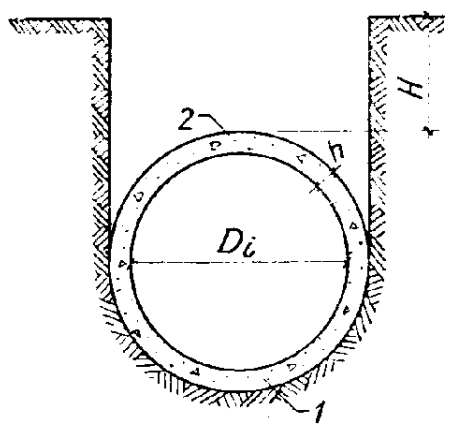


Fig. 14-21. Rezemare pe pămînt a conductelor turnate la fața locului:
1 — pămînt profilat; *2* — conductă.

17. Rezemarea conductelor

La fel ca tuburile prefabricate, conductele turnate la fața locului pot rezema direct pe pămînt sau pe socluri de beton.

Rezemarea direct pe pămînt se folosește numai la conductele de diametre mici, în fundații care asigură o rezemare sigură și pot fi profilate corespunzător părții inferioare a conductei. S-au executat conducte pentru irigații și desecări (fig. 14-21) de diametre curente 60 ... 90 cm (maximum 1,40 m), rezemate direct pe fundul șanțului, profilat după un semicerc. Nisipurile compacte, argiloase, terenurile stîncoase, semistîncoase sînt foarte indicate pentru acest tip de rezemare.

Conductele turnate la fața locului, avînd rosturi rigide, se execută în general pe socluri de beton de diferite forme, continue sau alcătuite din suporți dispuși la intervale regulate (șei). În figura 14-22 se prezintă cîteva sisteme de rezemare pe beton a conductelor turnate la fața locului:

— rezemare pe pat de beton (fig. 14-22, *a*);
— rezemare pe șei (fig. 14-22, *b*);
— rezemare pe longrine (fig. 14-22, *c*).

Rezemarea pe pat de beton este cea mai frecventă, deoarece este mai avantajoasă static, este mai simplă de executat și ușurează montarea armăturii și a cofrajului pentru conductă. Grosimea minimă a patului de beton este de 20 cm, iar unghiul la centru de cuprindere a conductei de către pat variază între 90 și 105°. El poate fi determinat printr-un calcul tehnico-economic, punînd condiția ca suma prețului de cost al conductei și a prețului de cost al patului să fie minimă [6]. Celelalte tipuri de rezemare (fig. 14-22, *b*, *c*) se folosesc mai rar, fiind mai puțin avantajoase static și mai greu de executat.

O problemă importantă la rezemarea conductelor pe beton este aceea de a asigura dilatarea și contracția conductei. În acest scop este obligatoriu ca la contactul soclu — conductă să se creeze condiții cît mai favorabile de lunecare rela-

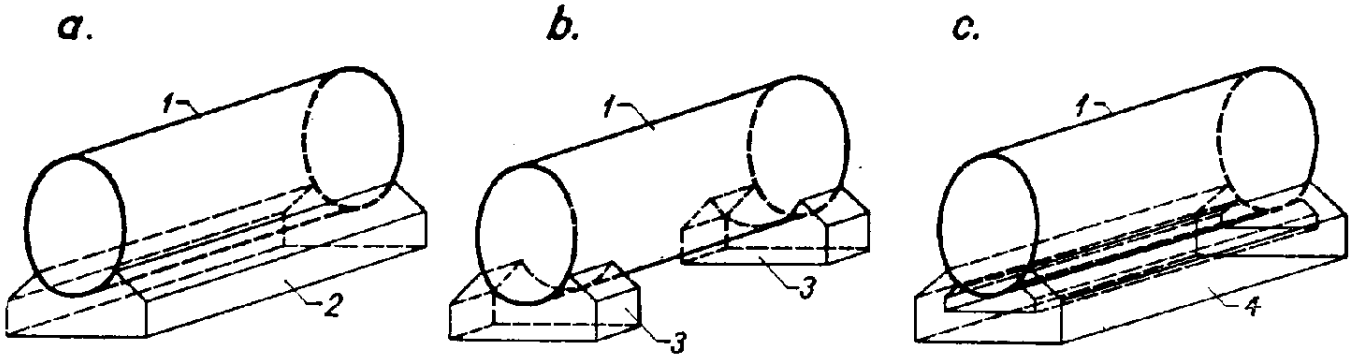


Fig. 14-22. Rezemare pe beton a conductelor turnate la fața locului:
a — pe pat de beton; *b* — pe șei; *c* — pe longrine; *1* — conductă; *2* — pat de beton; *3* — șei; *4* — longrine.

tivă între suprafețele în contact: așternerea pe patul de beton a 1 ... 2 straturi de carton bitumat, sau mai rar argilă.

18. Distribuția rosturilor

Betonul din pereții conductei manifestă fenomenul de contracție, prin întărire și de dilatări — comprimări, datorite variațiilor de temperatură. Ca urmare se recomandă ca betonul proaspăt turnat să fie permanent udat și apoi conducta să fie cît mai repede acoperită cu pămînt. Aceste măsuri nu sînt însă suficiente pentru evitarea pericolului de apariție a fisurilor în beton. Alte măsuri sînt:

— turnarea conductei într-un anotimp rece;
— turnarea conductei în tronsoane alternative;
— turnarea conductei în tronsoane succesive, separate cu rosturi provizorii;
— turnarea conductei în tronsoane succesive, separate cu rosturi permanente.

Turnarea conductei într-o perioadă rece prezintă avantajul eliminării fisurilor de contracție, care sînt cele mai periculoase pentru o conductă. Pe această cale se pot realiza conducte de sute de metri lungime, fără rosturi. Dezavantajul procedeului constă în dificultatea de a asigura o betonare de calitate corespunzătoare în condiții de temperaturi scăzute.

Turnarea conductei în tronsoane alternative constă din împărțirea conductei în tronsoane și betonarea lor din două în două (fig. 14-23, *a*). La un interval de 6 ... 8 săptămîni, după consumarea contracției (parțial) în tronsoanele betonate, se toarnă și restul tronsoanelor.

Turnarea conductei în tronsoane succesive, cu rosturi provizorii (fig. 14-23,*b*), reia ideea din cazul precedent, cu deosebirea că în locul tronsoanelor nebetonate se lasă rosturi lărgite, de 60 ... 80 cm lățime, care se închid după 6 ... 8 săptămîni. Lungimea tronsoanelor este de 20 ... 30 m, după închiderea rosturilor continuitatea conductei fiind perfectă.

Turnarea conductei în tronsoane succesive, cu rosturi permanente (fig. 14-23,*c*), constă în prevederea unor rosturi permanente între tronsoanele conductei, care permit deplasările din contracție și variațiile de temperatură. Procedeul dă bune rezultate, dar prezintă dificultăți suplimentare de execuție (realizarea rosturilor

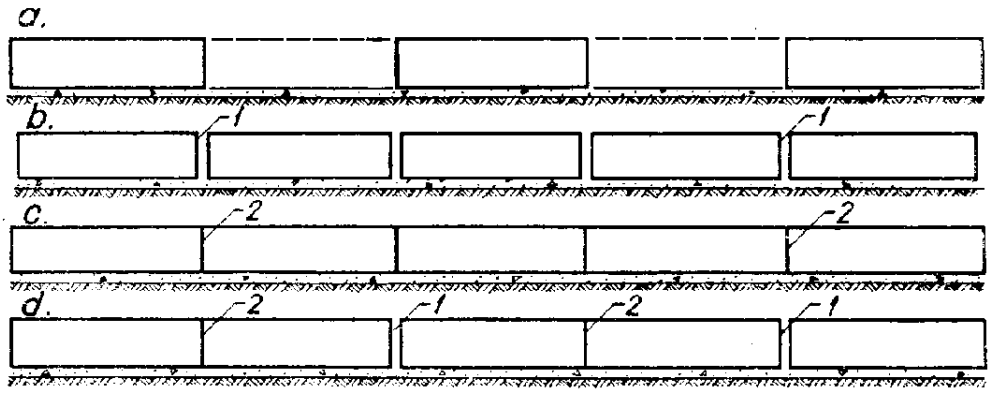


Fig. 14-23. Sisteme de betonare la conducte:
a — în tronsoane alternative; *b* — cu rosturi provizorii lărgite; *c* — cu rosturi permanente de contracție; *d* — cu rosturi provizorii și rosturi permanente; *1* — rost provizoriu; *2* — rost permanent de contracție.

permanente) și preț de cost mai ridicat decît sistemele precedente. Se recomandă să se aplice la lucrările importante.

Un procedeu mai rațional este acela de a alterna rosturile provizorii de contracție cu rosturile permanente de dilatație — contracție, al căror număr scade astfel (fig. 14-23, *d*).

19. Alcătuirea constructivă a rosturilor

Rosturile provizorii de contracție se închid astfel încît să se păstreze continuitatea și etanșeitatea conductei. În figura 14-24 se prezintă două tipuri de închidere a acestor rosturi. De remarcat că:

— mustățile care ies din armăturile tronsoanelor adiacente se suprapun în rost;

— suprafețele de capăt ale tronsoanelor se tratează foarte atent pentru a asigura o bună aderență a betonului nou de cel vechi: spălare, curățire cu peria de sîrmă, buciardare, amorsare cu lapte de ciment sau mortar.

La conductele sub presiune (fig. 14-24, *a*) se recomandă și execuția unui manșon care să acopere rostul pe o porțiune de 50 ... 70 cm din fiecare tronson. La conductele cu curgere liberă sau presiune redusă (fig. 14-24, *b*) se poate renunța la manșon.

Rosturile permanente de dilatație — contracție întrerup continuitatea conductei dar îi mențin etanșeitatea. În figura 14-25 se prezintă cîteva tipuri de rosturi permanente.

Etanșările bazate numai pe utilizarea bitumului nu au dat rezultate satisfăcătoare, deoarece în cazul contracției conductei, bitumul poate curge din rost. Etanșările metalice, cu tolă de cupru sau tolă zincată, înlătură această deficiență.

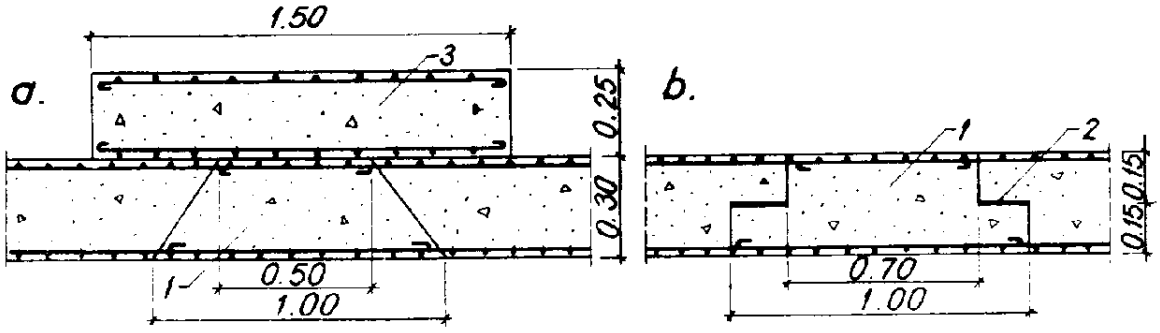


Fig. 14-24. Rosturi provizorii de contracție:

a — pentru conducte sub presiune; *b* — pentru conducte cu nivel liber sau presiune mică; *1* — rost lărgit, betonat după consumarea contracției la tronsoanele adiacente; *2* — carton bitumat; *3* — manșon.

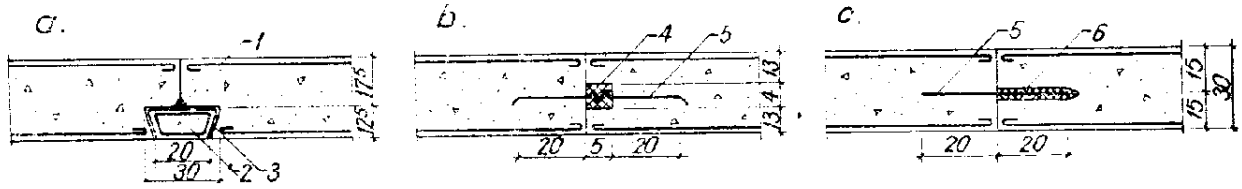


Fig. 14-25. Rosturi permanente de contracție:

a — etanșare cu dop de bitum; *b*, *c* — etanșare cu tolă de cupru; *1* — dop de bitum; *2* — inel de beton armat; *3* — suprafață buciardată și amorsată cu lapte de ciment; *4* — inel umplut cu bitum; *5* — tolă de cupru; *6* — teacă inelară din tablă de oțel umplută cu bitum.

Un sistem original de realizare a rostului (fig. 14-25, *c*) — aplicat cu bune rezultate în țara noastră — constă din prevederea unei teci, din tablă de oțel umplută cu bitum, în care tola de etanșare se poate deplasa.

20. Precomprimarea conductelor la fața locului

Pentru mărirea presiunii interioare la care se pot folosi conductele turnate la fața locului se utilizează precomprimarea în tranșee. Pe această cale presiunile interioare pot ajunge pînă la 8 atmosfere. Precomprimarea în tranșee este recomandabilă în special pentru conducte de diametru mare ($D > 2$ m), la care transportul tuburilor prefabricate — precomprimate ar prezenta dificultăți. Procedeele de precomprimare în tranșee sînt diferite.

Un procedeu constă din folosirea a două agregate independente, care înaintează pe marginea șanțului. Primul agregat toarnă betonul în jurul unor tuburi metalice montate în prealabil, care rămîn sub formă de căptușeală interioară a conductei. Al doilea agregat lucrează la circa 2 km după primul, înfășurînd și pretensionînd armătura spirală, aplicînd de asemenea stratul exterior de protecție al armăturii spirale. Productivitatea ajunge pînă la 3 km de conductă pe lună.

Un procedeu interesant de precomprimare s-a aplicat în U.R.S.S. [7]. Ideea constă din introducerea unor eforturi inițiale în beton, care, suprapuse cu eforturile din exploatare, reduc la minimum solicitările din pereții conductei (fig. 14-26). În acest scop armătura din conductă este constituită din carcase rigide, tensionate cu tiranți verticali. După întărirea betonului, tiranții se scot și eforturile din armătură se transmit betonului reducînd eforturile din exploatare.

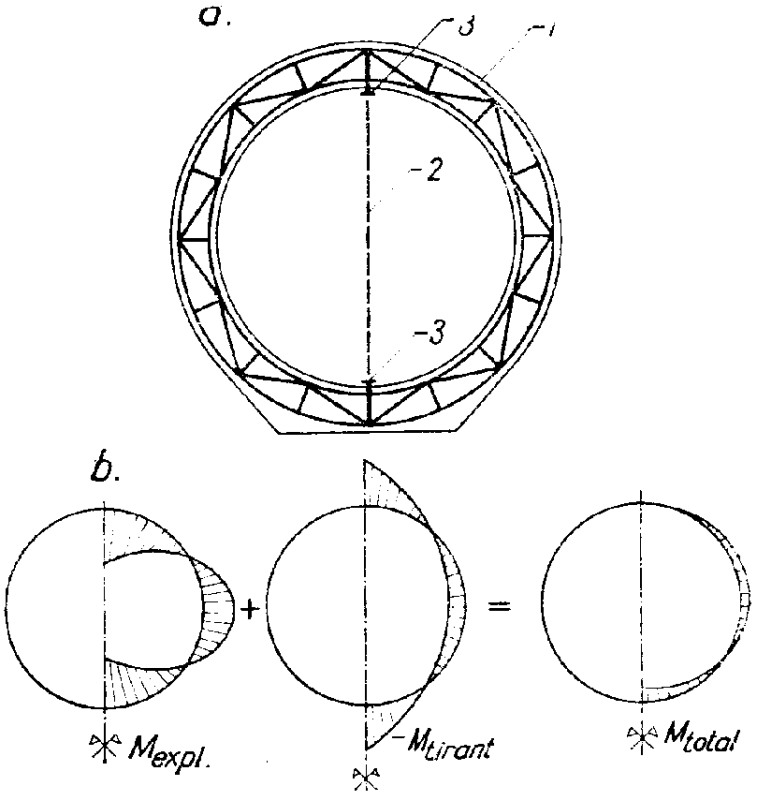


Fig. 14-26. Metodă de precomprimare a conductei cu carcasă de armătură pretensionată:
a — alcătuire constructivă; *b* — schemă statică; *1* — carcasă de armătură; *2* — tiranți; *3* — dispozitiv de prindere.

21. Tehnologia de execuție

Execuția săpăturilor, a umpluturilor și proba de presiune nu prezintă probleme deosebite față de cele care au fost prezentate la conductele realizate din prefabricate. Conductele turnate la fața locului se construiesc prin procedee manuale sau mecanizate.

La execuția manuală cofrarea, montarea armăturilor și turnarea betonului se fac după metodele clasice. Conductele se toarnă de obicei în două etape: pînă la cheie și deasupra cheii. Legătura între etape se asigură prin armătură și prin tratarea rosturilor de lucru orizontale. Căptușeala conductei se poate turna și într-o singură etapă; în acest caz apar însă dificultăți suplimentare de cofrare și de vibrare a betonului.

Lungimea unui tronson de betonare (deci distanța dintre rosturi) se alege din condiția ca stratul următor de beton (grosimea straturilor fiind de 20 ... 30 cm) să se toarne peste stratul suport înainte ca acesta să intre în priză. Intervalul de timp corespunzător este mai mic de 2,0 ... 2,5 ore. Dacă posibilitățile de livrare a betonului depășesc necesitățile de consum, atunci lungimea tronsoanelor se mărește. Transportul betonului se poate face cu autobasculante, vagonete, benzi transportoare, jgheaburi, pompe de beton etc.

Cofrajele folosite trebuie să îndeplinească următoarele condiții: rigiditate suficientă, pentru a asigura forma și dimensiunile pereților conductei, posibilitatea de refolosire într-un grad cît mai ridicat, cofrare și decofrare ușoară. Cofrajele se construiesc din lemn, din lemn căptușit cu tablă sau din metal.

Foarte moderne sînt cofrajele interioare pneumatice, care sînt realizate din cauciuc armat cu 2 ... 3 pînze, lipite la rece. Lungimea cofrajului poate ajunge la 40 ... 50 m, el umflîndu-se cu aer comprimat la o presiune de 0,4 kg/cm^2. Cofrajele se extrag după 24 ore de la turnare și se refolosesc de 350 ... 450 ori, aducînd economii importante. În țara noastră astfel de cofraje se produc la fabrica de cauciuc Jilava [8].

Conductele turnate la fața locului cu cofraje clasice sînt limitate ca diametru inferior la circa 60 cm, din condiția de a putea fi decofrate la interior. Folosirea cofrajelor pneumatice a permis scăderea diametrului la limita inferioară de 20 cm.

Execuția mecanizată a conductelor permite realizarea de viteze mari de execuție și este eficientă pentru conducte de lungime mare. Instalația de betonare mecanizată se deplasează în interiorul șanțului realizînd cofrarea și turnarea betonului.

§ 6. FORȚELE CARE ACȚIONEAZĂ ASUPRA CONDUCTELOR

22. Forțe transversale și longitudinale

Calculul static al unei conducte de beton armat se desfășoară în trei faze distincte: predimensionarea aproximativă a conductei și determinarea forțelor care acționează asupra ei, calculul solicitărilor din pereții conductei (forțe normale și momente încovoietoare), verificarea secțiunilor caracteristice ale conductei.

Forțele care acționează asupra conductelor sînt echilibrate de reacțiunile terenului de fundație. Pentru conductele cu rezemare continuă, încărcările produc în special solicitări în plan transversal conductei. De aceea o conductă se calculează de obicei pe un metru liniar. La lucrările importante trebuie determinate solicitările și în sens longitudinal.

Forțele care produc solicitări în sens transversal sînt: greutatea proprie a conductei, presiunea hidrostatică a apei din interior în diferite regimuri de funcționare, subpresiunea apei freatice, greutatea umpluturii și suprasarcina la suprafața pămîntului, împingerea pămîntului, reacțiunile terenului de fundație.

Forțele care produc solicitări în sens longitudinal sînt: contracția de întărire a betonului, variațiile de temperatură, presiunile la coturi, deformațiile elastice datorite încărcărilor izolate și tasărilor inegale ale terenului, acțiunea seismică.

23. Greutatea proprie a conductei

În calcule se consideră greutatea pe metru liniar de conductă:

$$G = 2\pi\, rh\gamma_b, \tag{1}$$

unde:

r — raza medie a conductei;
h — grosimea peretelui conductei;
γ_b — greutatea volumetrică a betonului.

24. Presiunea hidrostatică a apei din interior

Presiunea hidrostatică interioară a apei acționează la interiorul pereților conductei. Se recomandă ca încărcarea să se împartă în două componente (fig. 14-27):

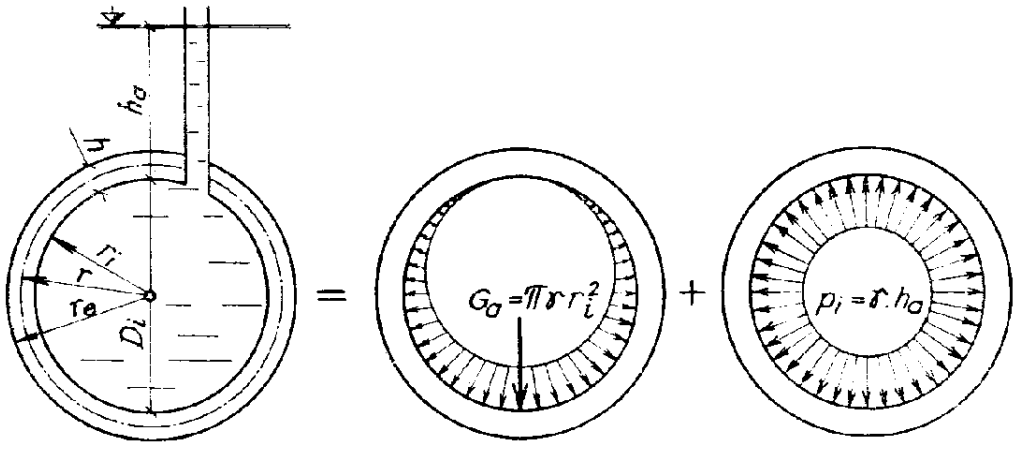


Fig. 14-27. Schemă de calcul pentru presiunea hidrostatică.

— greutatea apei din conductă, sau forța din presiunea hidrostatică a apei care umple tubul neforțat:

$$G_a = \pi r_i^2 \gamma, \tag{2}$$

unde:

r_i — raza interioară a conductei;
γ — greutatea volumetrică a apei;

— presiunea radială uniformă pe pereții conductei, egală cu presiunea apei la cheie p_i (la această încărcare se consideră și suprapresiunile dinamice).

La conductele groase ($h/D > 5$), se recomandă să se facă trecerea încărcării de pe fibra interioară, unde acționează, pe fibra medie a conductei, așa cum se consideră în calcule. Notînd cu $\bar{p}_i$ presiunea pe fibra medie, formula de echivalență este:

$$\bar{p}_i = p_i \frac{r_i^2}{r^2}. \tag{3}$$

25. Subpresiunea apei freatice

Această încărcare apare cînd conducta se găsește sub nivelul pînzei freatice. Încărcarea este de același tip (cu semn contrar însă) cu presiunea hidrostatică interioară și pentru calcul se împarte la fel în două componente:

— forța de subpresiune, orientată de jos în sus și egală cu greutatea volumului de lichid dislocuit:

$$S = \pi r_e^2 \gamma, \tag{4}$$

— presiunea radială uniformă, egală cu presiunea apei freatice la cheia conductei p_e și orientată spre centrul conductei.

În acest caz formula de trecere pe fibra medie este:

$$\bar{p}_e = p_e \frac{r_e^2}{r^2}. \tag{5}$$

26. Greutatea umpluturii

Determinarea încărcării care apasă pe conducta îngropată, provenind din umplutura de deasupra conductei, reprezintă o problemă complexă la rezolvarea căreia mai pot fi aduse contribuții. Fenomenul de apăsare a conductei de către umplutura de deasupra a fost analizat de *Marston* încă din 1922 [9]. Ulterior și alți autori [10], [11] au adus contribuții la această problemă.

În figura 14-28 se prezintă modul de producere al fenomenului pentru conducte așezate în umplutură sau în săpătură. Din cauza caracteristicilor și condițiilor diferite de tasare a umpluturii de deasupra conductei și laterale, în planurile tangente la nașterile conductei apar niște forțe de frecare care sînt de același sens sau de sens contrar cu greutatea umpluturii de deasupra conductei. La o înăl-

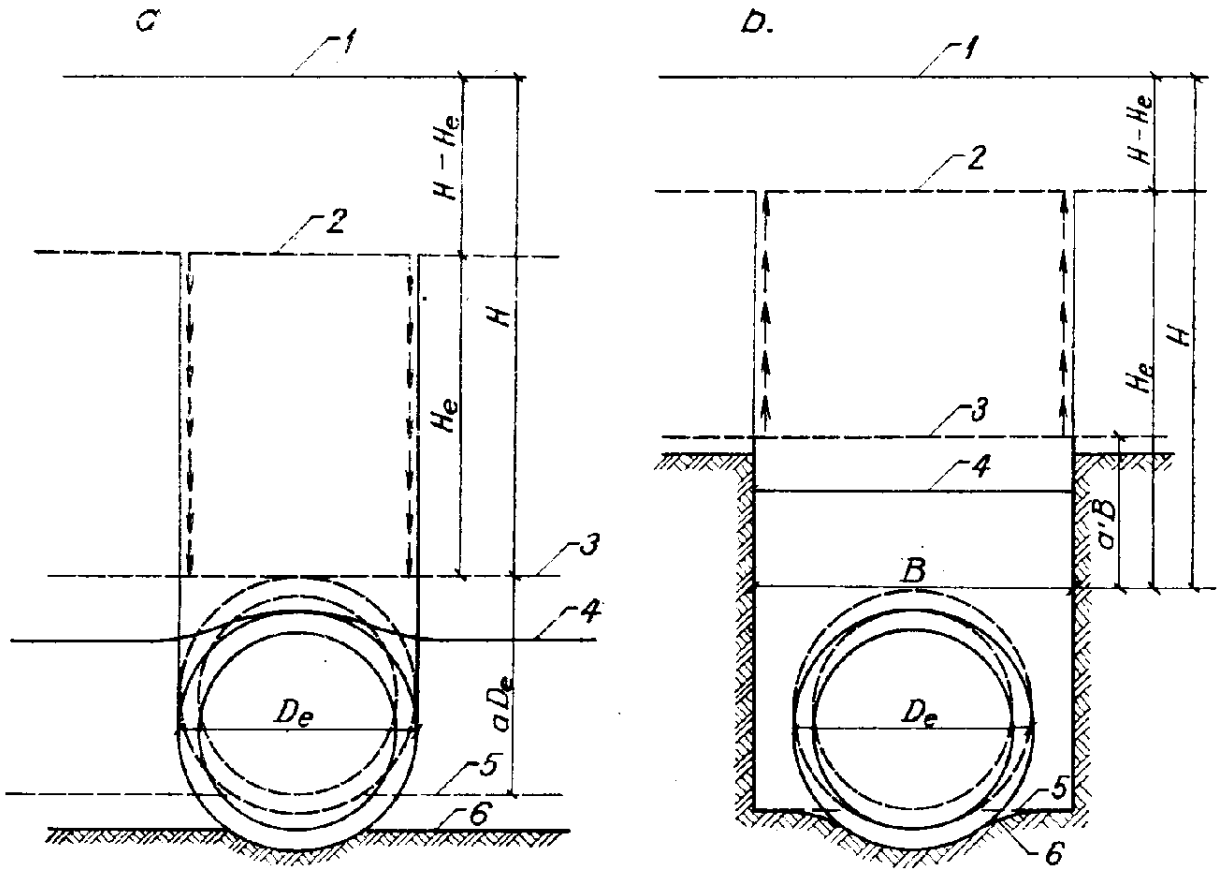


Fig. 14-28. Schema acțiunii umpluturii asupra conductei:
a — în umplutură; *b* — în tranșee; *1* — cotă umpluturi; *2* — plan de egală tasare; *3* — plan critic înainte de încărcare; *4* — plan critic după încărcare; *5* — cotă naturală a terenului sau fundului tranșeei înainte de încărcare; *6* — cotă naturală a terenului sau fundului tranșeei după încărcare.

țime suficientă deasupra conductei tasarea este identică în ambele zone (plan de egală tasare), deci nu mai apar forțe de frecare. Cota umpluturii poate fi deasupra sau sub planul de egală tasare.

În principiu deci încărcarea conductei din umplutură este egală cu greutatea umpluturii de deasupra conductei, amplificată sau diminuată cu un coeficient, datorită forțelor de frecare care apar. Pentru conductele situate în umplutură acest coeficient este supraunitar, deoarece umplutura de deasupra conductei se tasează mai puțin decît umplutura situată lateral (fig. 14-28, *a*). Pentru conducte flexibile umplutura de deasupra conductei se poate tasa mai mult decît cea laterală și deci coeficientul poate deveni subunitar. Pentru conducte situate în tranșee, datorită faptului că materialul de umplutură are tendință de tasare mai mare decît cel din pămîntul natural lateral, coeficientul amintit are valori subunitare (fig. 14-28, *b*).

Legat de cele arătate, în figura 14-29 se prezintă o idee interesantă cu ajutorul căreia și la conducte așezate în umplutură se obțin condiții de tranșee, deci micșorarea încărcării din greutatea umpluturii. Ideea constă în a executa umplutura compactată manual pînă la înălțimea de (1 ... 2) D_e deasupra cheii conductei. În umplutura compactată se sapă o tranșee, ca în figura 14-29, care

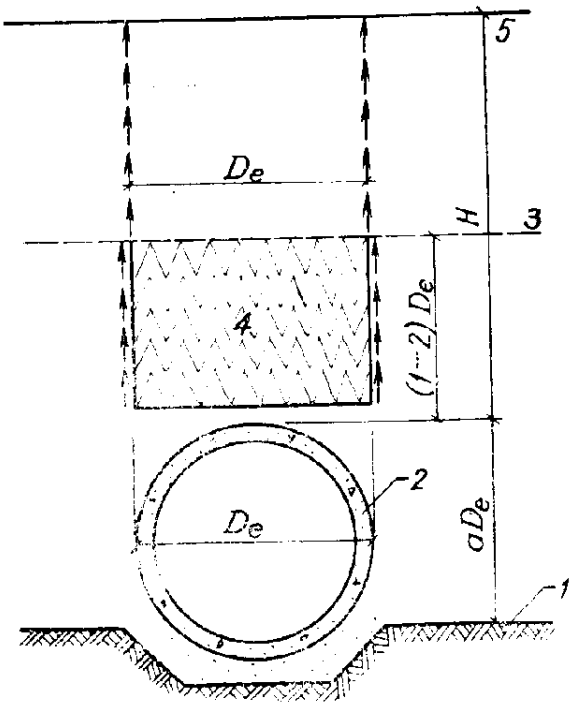


Fig. 14-29. Procedeu de micșorare a încărcării pe conducte în umplutură:
1 — teren natural; *2* — conductă rigidă; *3* — nivel umpluturi în prima etapă; *4* — material afînat compresibil; *5* — cotă finală a umpluturilor.

se umple cu material afînat compresibil. Se execută apoi umplutura compactată la cota finală. Astfel apar forțe de frecare favorabile care micșorează încărcarea pe conductă.

În realitate fenomenul este mult mai complex decît a fost descris mai sus. Alți factori care influențează mărimea încărcării sînt: profilul fundației și lungimea de rezemare în sens transversal, raportul între înălțimea și lățimea tranșeei, distribuția presiunilor la contactul dintre conductă și pămîntul înconjurător, coeficientul intern de frecare al pămîntului, coeficientul de frecare al pămîntului de umplutură cu pereții tranșeei etc. Caracteristicile fizico-mecanice ale pămînturilor sînt foarte diferite și variază în timp, producîndu-se în general micșorarea forței de apăsare pe conductă.

O formulă care permite determinarea forței verticale care apasă pe conductă, din umplutură, și care concordă suficient de exact cu rezultatele experimentale, este cea recomandată de *Marston* [9]. Pentru conducte așezate în tranșee, sarcina maximă, provenită din umplutură la nivelul generatoarei superioare a conductei, are expresia:

$$G_v = C_1 \gamma_u B^2 \quad (\text{t/m}) \tag{6}$$

unde:

B — lățimea tranșeei la înălțimea generatoarei superioare a conductei;
γ_u — greutatea volumetrică a umpluturii;

și coeficientul C_1 are următoarea expresie:

$$C_1 = \frac{1 - e^{-\frac{2KfH}{B}}}{2Kf}, \tag{7}$$

în care: H — înălțimea umpluturii măsurată de la generatoarea superioară a conductei;
K — raportul între mărimea presiunii orizontale și a celei verticale din umplutură;
f — coeficientul de frecare a umpluturii pe pereții tranșeei.

În figura 14-30 se prezintă modul în care se ia în calcul lățimea tranșeei funcție de forma ei. În S.U.A. pentru B se recomandă formula:

$$B = 4/3\ D_i + 0{,}20 \text{ m}. \tag{8}$$

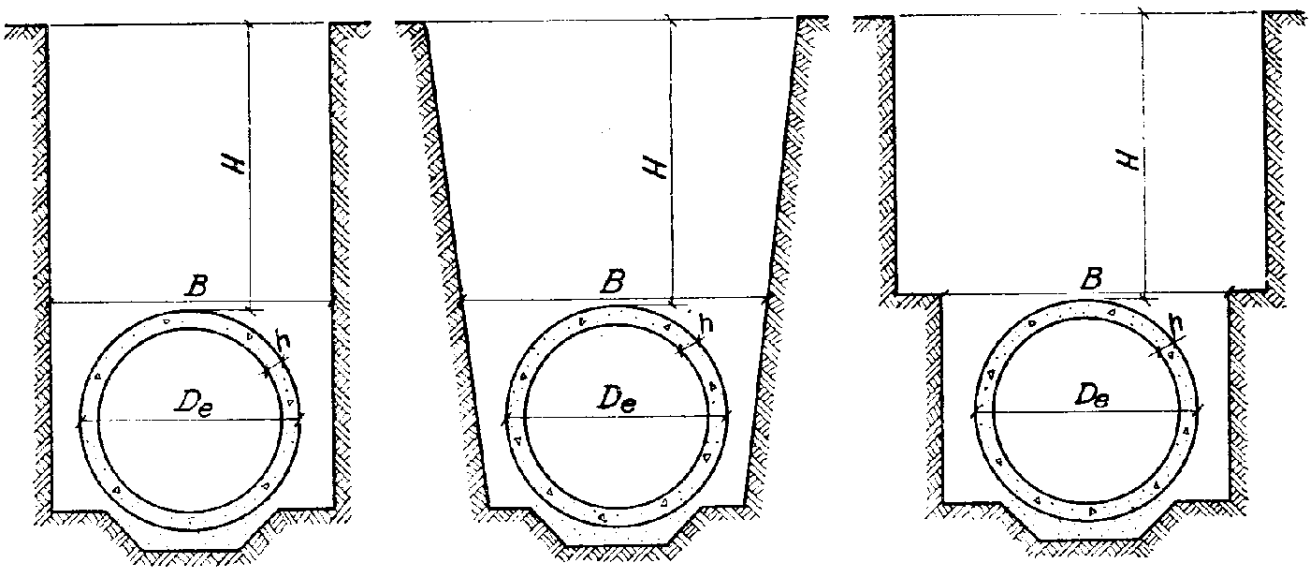


Fig. 14-30. Secțiuni de tranșee pentru conducte:
B — lățimea de calcul a tranșeei.

În figura 14-31 se prezintă o diagramă pentru determinarea coeficientului C_1 funcție de H/B și natura materialului de umplutură.

În tabelul 14-2 se prezintă modul de alegere a curbelor pentru determinarea coeficienților C_1 și C_2.

TABELUL 14-2

Natura terenului de umplutură	Nr. curbelor din fig. 14-31 și fig. 14-34	Valorile Kf
Nisipuri și terenuri vegetale uscate	*1*	0.192
Nisipuri și terenuri vegetale umede sau îmbibate cu apă și terenuri argiloase tari	*2*	0.165
Terenuri argiloase plastice	*3*	0.148
Terenuri argiloase curgătoare	4	0.132

Pentru conductele în umplutură, forța verticală maximă de apăsare pe conductă, din umplutura de deasupra generatoarei superioare, capătă forma:

$$G_v = C_1' \gamma_u D_e^2. \tag{9}$$

În figura 14-32 se prezintă o diagramă pentru determinarea coeficientului C_1', iar în tabelul 14-3 modul de alegere a curbelor din figura 14-32.

La conductele de diametru mare ($D_i > 2{,}00$ m) și cu acoperire mică de umplutură ($H = 1 \ldots 3$ m), se recomandă să se ia în considerație și greutatea umpluturii cuprinsă între peretele bolții superioare a conductei și planele tangente la cheia și nașterea bolții superioare (fig. 14-33):

$$G_v' = 0{,}1075 \ \gamma_u D_e^2. \tag{10}$$

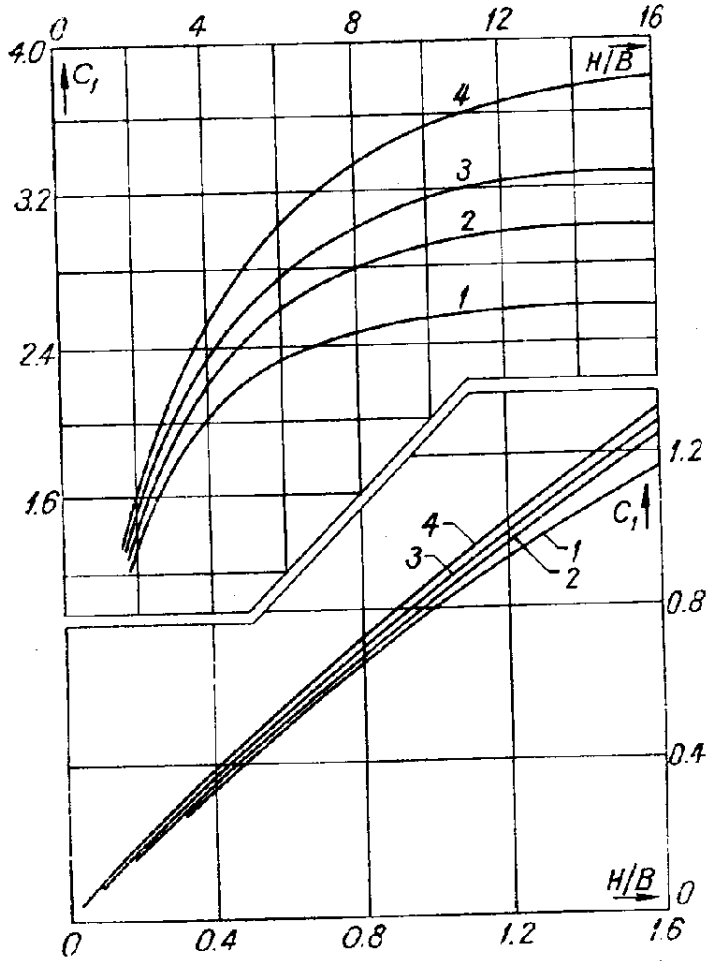


Fig. 14-31. Diagramă pentru determinarea coeficientului C_1.

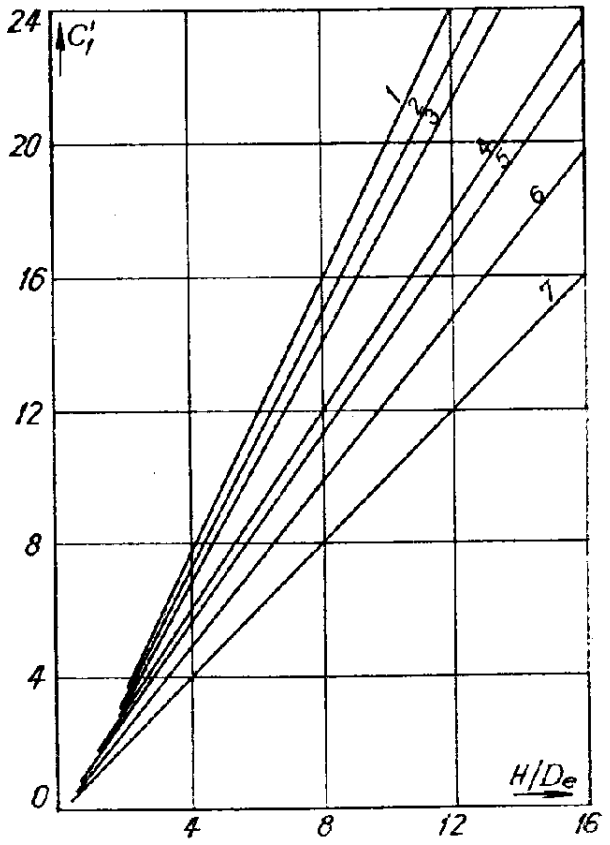


Fig. 14-32. Diagramă pentru determinarea coeficientului C_1'.

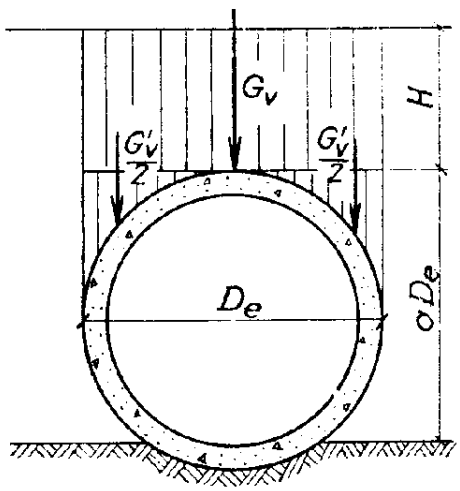


Fig. 14-33. Încărcările din umplutură pentru conducte de diametru mare la adîncime mică de îngropare.

TABELUL 14-3

Natura terenului de fundație	Numerele curbelor din fig. 14-32.	
	Pe fundație de pămînt	Pe fundație de beton
Terenuri stîncoase și semistîncoase	1	2
Terenuri cu bolovani mari	3	3
Terenuri nisipoase:		
a) nisipuri amestecate cu pietriș, cu granule mari și mijlocii, compacte	3	3
b) aceleași terenuri cu compactitate medie, precum și nisipuri microgranulare și sub formă de praf, compacte	5	4
c) nisipuri microgranulare și sub formă de praf cu compactitate medie	7	6
Terenuri argiloase:		
a) tari	3	3
b) plastice	5	4
c) curgătoare	7	6

27. Suprasarcina la suprafața terenului

Sarcina utilă la suprafața terenului, sau suprasarcina, poate apare uniform distribuită (de exemplu depozitele de materiale) sau sub formă de sarcină concentrată. Încărcarea pe conductă din sarcina utilă la suprafața pământului scade cu creșterea adîncimii conductei (H). Practic, pentru conducte cu $H > 5$ m, încărcarea provenită din sarcini concentrate la suprafața terenului se poate neglija.

Încărcarea pe conductă, provenită dintr-o sarcină utilă uniform distribuită la suprafața terenului, se calculează cu formula:

$$G_{su} = C_2 B s \quad \text{(t/m)} \tag{11}$$

unde:

$$C_2 = e^{-2Kf\frac{H}{B}}$$

s — intensitatea sarcinii utile uniform distribuite la suprafața terenului, în t/m^2.

Diagrama din figura 14-34 arată coeficientul C_2 funcție de H/B și caracteristicile materialului de umplutură.

Pentru conductele situate în umplutură un calcul mai riguros constă din determinarea sarcinii echivalente totale, provenite din umplutură și sarcina utilă uniform distribuită, această forță determinîndu-se cu formula (9).

Pentru încărcările din sarcini concentrate se consideră valabile formulele lui *Boussinesq*, care se corectează luîndu-se în considerare și acțiunea dinamică a sarcinilor. Astfel încărcarea verticală provenită de la roțile din spate a două autocamioane, care trec simultan deasupra conductei (osiile din spate ale acestora trec prin planul vertical situat în lungul axei tubului), se calculează cu formula:

$$G_{sc\ auto} = \psi C_3 V \quad \text{(t/m)} \tag{12}$$

unde:

V = 4,75 t pentru autocamionul de 13 t, și 6,2 t pentru autocamionul de 17 t;

ψ — coeficient dinamic.

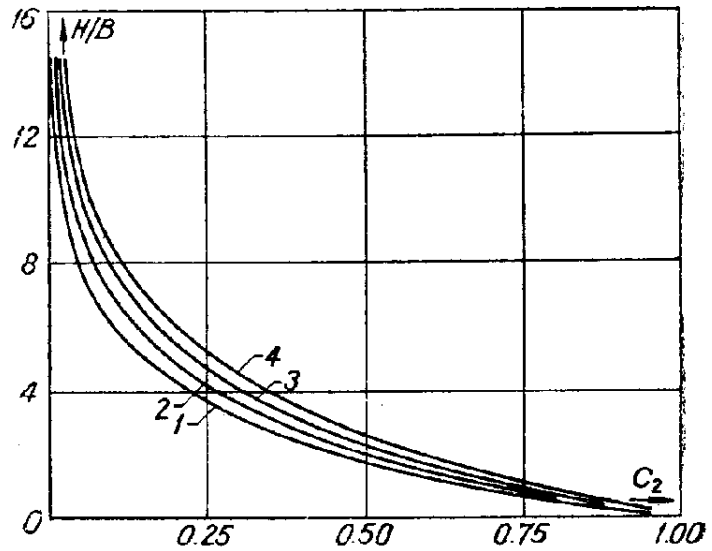


Fig. 14-34. Diagramă pentru determinarea coeficientului C_2.

În cazul tractorului pe șenile de 60 t care circulă deasupra conductei îngropate (cu axul longitudinal al uneia din șenile cuprinsă în planul vertical al axului tubului), acesta transmite pe conductă o încărcare verticală de forma:

$$G_{sc\ tractor\ 60\ t} = \psi\, C_4 \tag{13}$$

Pentru cazurile practice de proiectare se recomandă formula (12) cu $V = 6{,}2$ t/roată.

În tabelul 14-4 se dau valorile coeficienților dinamici în funcție de H.

TABELUL 14-4

H (m)	0,5	0,7	0,9	1,1	1,2
ψ	1,7	1,5	1,3	1,05	1,0

În diagramele din figura 14-35 se dau valorile C_3 și C_4 funcție de H și D_i.

Comentarii interesante asupra încărcărilor pe conducte îngropate din sarcini concentrate se fac și în lucrarea [12], prezentîndu-se abace de calcul. O formulă expeditivă pentru calculul forței G_{sc} este formula lui *Woellmy*:

$$G_{sc} = \frac{V}{D_e}\left[1 - \left(\frac{1}{1 + \frac{D_e^2}{\pi H^2}}\right)^{\frac{3}{2}}\right] \tag{14}$$

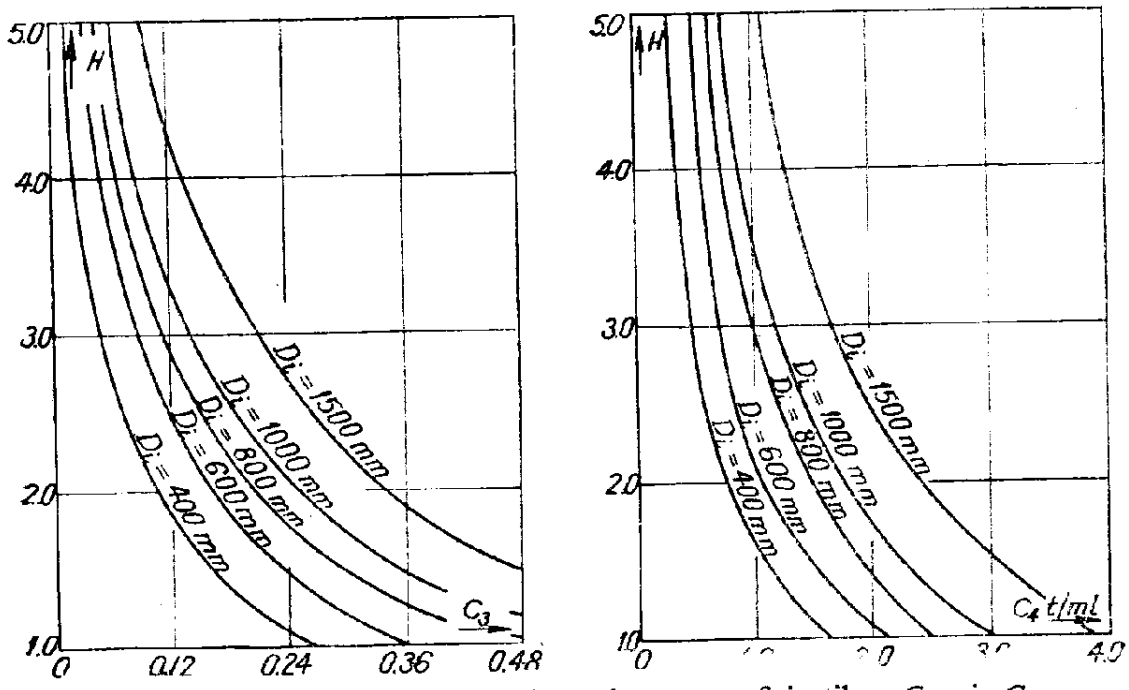


Fig. 14-35. Diagrame pentru determinarea coeficienților C_3 și C_4.

unde:

D_e — diametrul exterior al conductei;

V — forța concentrată la suprafața pământului.

Woellmy face ipoteza că presiunile se transmit în teren în interiorul unui con de înălțime H și rază la bază $\frac{D_e}{\sqrt{\pi}}$.

28. Împingerea laterală a umpluturii

La conducte îngropate trebuie să se țină seama în mod separat de această încărcare care este favorabilă. Forma diagramei de presiune orizontală a umpluturii asupra conductei se poate admite trapezoidală (fig. 14-36, *a*) sau dreptunghiulară (fig. 14-36, *b*).

În ipoteza distribuției trapezoidale valoarea presiunii orizontale la o adîncime curentă z va fi:

$$p_z = \gamma_u z \operatorname{tg}^2 (45° - \varphi/2), \tag{15}$$

unde φ reprezintă unghiul de frecare internă a materialului de umplutură.

În lucrarea [10] se arată că diagrama dreptunghiulară este mai apropiată de realitate decît cea trapezoidală. Astfel, împingerea orizontală pe pereții conductei, în zona situată deasupra diametrului orizontal, este mai mare decît cea rezultată din diagrama trapezoidală, din cauza înclinării pereților conductei față de verticală, iar în zona situată sub diametrul orizontal, ea este mai mică pentru același motiv. Se recomandă în consecință o diagramă dreptunghiulară, valoarea presiunii orizontale pe toată înălțimea conductei fiind cea de la jumătate:

$$p_{H+\frac{D_e}{2}} = \gamma_u \left(H + \frac{D_e}{2} \right) \operatorname{tg}^2 (45° - \varphi/2) \tag{16}$$

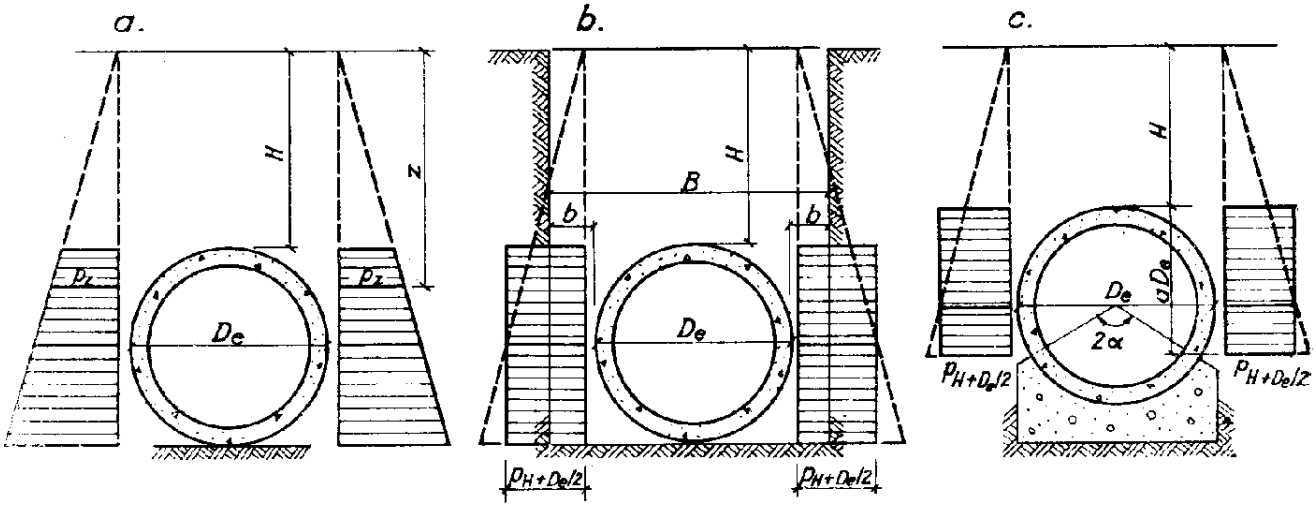


Fig. 14-36. Împingerea orizontală din umplutură asupra conductelor:

a — diagramă trapezoidală; *b* — diagramă dreptunghiulară; *c* — conducte rezemate pe pat de beton sau de pămînt profilat.

de unde forța de împingere orizontală pe metru liniar de conductă va fi:

$$H_p = \gamma_u \left(H + \frac{D_e}{2} \right) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) D_e. \tag{17}$$

Tot în lucrarea [10] se recomandă să se ia în considerare influența lățimii șanțului asupra împingerii. Dacă se notează $b = \frac{B - D_e}{2}$ atunci:

— pentru $b \geqslant 1$ m, forța H_p apare la valoare întreagă;

— pentru $b < 1$ m, expresia (17) se corectează cu un coeficient de corecție egal chiar cu valoarea lui b în m, considerată adimensională:

$$H_p = b \gamma_u D_e \left(H + \frac{D_e}{2} \right) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2). \tag{18}$$

La conducte rezemate pe pat de pămînt profilat sau pe pat de beton, împingerea orizontală se manifestă numai pînă la cota superioară a patului. Expresia forței de împingere devine (fig. 14-36, *c*):

$$H_p = a D_e b \gamma_u \left(H + \frac{D_e}{2} \right) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \tag{19}$$

unde

$$a = \frac{1 + \cos \alpha}{2}.$$

29. Reacțiunile terenului de fundație

Solicitările care apar în pereții conductei depind atît de mărimea încărcărilor pe conductă cît și de modul cum acestea sînt preluate de terenul de fundație. Umplutura care înconjoară conducta are un efect favorabil, de reducere a momentelor încovoietoare și a deformațiilor conductei, efect cu atît mai important cu cît conducta este mai flexibilă. Fenomenul se petrece astfel: sub efectul presiunii interioare conducta tinde să se dilate și la fel, sub efectul încărcărilor verticale, conducta tinde să se ovalizeze, dar masivul în care ea este îngropată se opune acestor deformații, reacționînd elastic și micșorînd momentele încovoietoare din pereții conductei. La conductele flexibile (în special la cele metalice) se recomandă să se ia în considerație acest efect favorabil [10].

Rezultanta reacțiunilor terenului de fundație este întotdeauna cunoscută, din condiția de satisfacere a ecuațiilor de echilibru pe orice direcție, ea trebuind să fie egală cu rezultanta solicitărilor exterioare Q:

$$2 \int_0^{\alpha} q_0 \, d\theta = Q. \tag{20}$$

În privința distribuției reacțiunilor pe fundație diverși autori fac diverse ipoteze [13], [14].

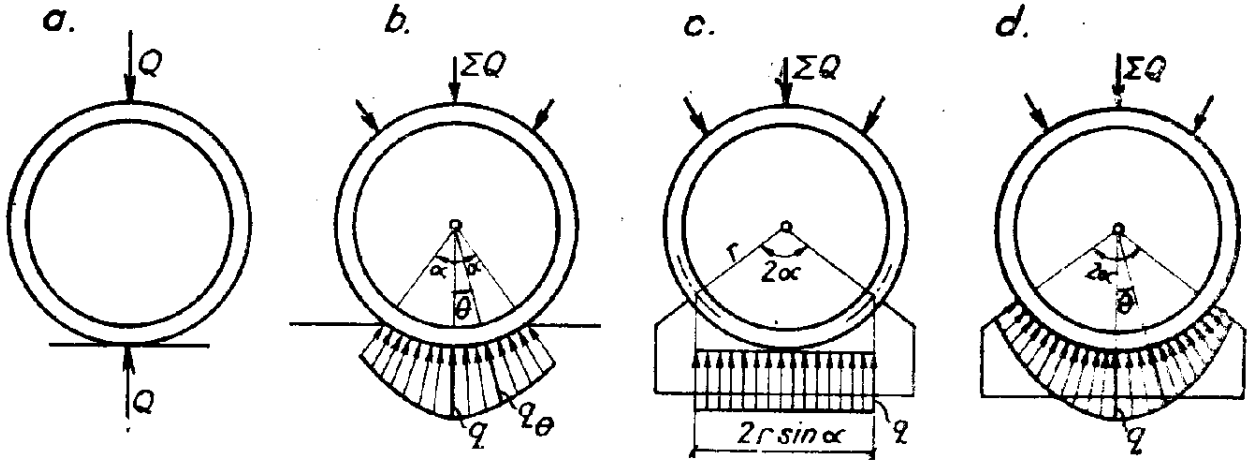


Fig. 14-37. Ipoteze asupra distribuției reacțiunilor pe fundație:
a — rezemare liniară; *b* — rezemare pe pat de pămînt profilat; *c*, *d* — rezemare pe pat de beton.

— *Rezemarea liniară*, adică rezemarea în lungul generatoarei inferioare a conductei (fig. 14-37, *a*) practic nu se întîlnește. Ea se admite însă uneori, fiind acoperitoare și aducînd simplificări în calcule. Tuburile precomprimate, la care încărcarea cea mai importantă este presiunea interioară a apei, se admit că sînt solicitate și rezemate, din celelalte încărcări, pe direcția diametrului vertical. Normele sovietice recomandă în acest caz folosirea unor coeficienți de corecție care să țină seama de distribuția reală a încărcărilor [5].

— *Rezemarea pe pat de pămînt*, profilat cu unghiul 2α (fig. 14-37, *b*), presupune că reacțiunile din fundație au direcție radială. *Marquardt* [2] admite că reacțiunea într-un punct curent are valoarea:

$$q_\theta = q \cos \theta$$

de unde

$$q = \frac{Q}{r_e(\pi - \alpha - \sin \alpha \cos \alpha)}. \tag{21}$$

Klein [10] ia în considerație caracteristicile elastice ale terenului, care variază cu adîncimea, introducînd în calcul o variație liniară a coeficientului patului cu adîncimea. Atunci q_θ are expresia:

$$q_\theta = \frac{3Q(\cos \theta - \cos \alpha) \cos \theta}{r_e(3 \sin \alpha + \sin^3 \alpha - 3\alpha \cos \alpha)}. \tag{22}$$

— *Rezemarea pe pat de beton* (fig. 14-37, *c*), presupune după *Marquardt* că reacțiunile terenului sînt verticale și uniform distribuite pe lățimea:

$$l = 2r \sin \alpha, \quad \text{de unde} \quad q = \frac{Q}{2r \sin \alpha}. \tag{23}$$

Klein consideră că reacțiunile se transmit radial la contactul conductă — pat de beton (fig. 14-37, *d*) după legea:

$$q_\theta = \frac{2Q \cos \theta}{r_e(\sin 2\alpha + 2\alpha)}. \tag{24}$$

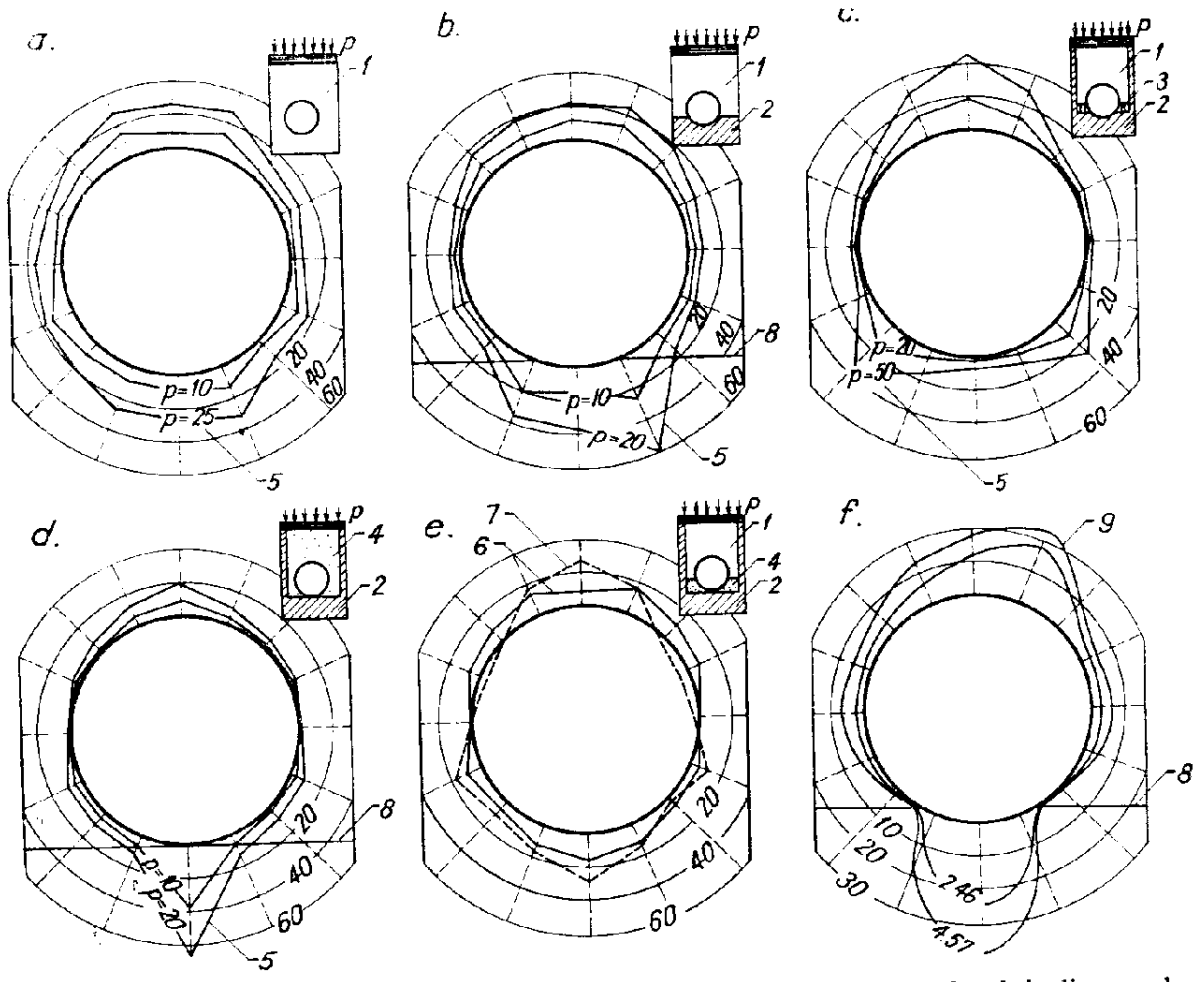


Fig. 14-38. Măsurători privind distribuția presiunilor radiale a pămîntului din umplutură pe conducte de beton:

a, b, c, d, e — în laborator; *f* — în natură; *1* — material cu cifra Proctor 85%; *2* — material cu cifra Proctor 105%; *3* — material cu cifra Proctor 100%; *4* — material cu densitatea relativă 70%; *5* — presiunea radială din sarcina (*p*) aplicată; *6* — presiune radială cînd sarcina (*p*) se aplică uniform distribuit; *7* — presiune radială cînd încărcarea echivalentă cu (*6*) se aplică concentrat; *8* — linie fundație; *9* — presiuni radiale în natură la conducte cu diverse adîncimi de îngropare (presiunile sînt scrise în unități engleze 1 livră engleză/țol pătrat = = 0,0702 kg/cm²).

În figura 14-38 se prezintă rezultatele unor experiențe pe modele de conducte îngropate în diverse ipoteze [15]. Presiunile pe conductă din sarcinile exterioare cît și reacțiunile de reazem au fost măsurate radial. Se observă buna concordanță a rezultatelor cu formulele de calcul prezentate mai înainte.

30. Încărcări care produc solicitări în sens longitudinal

Pentru conductele obișnuite, cu rezemare continuă, încărcările care produc solicitări în sens longitudinal au fost arătate mai înainte.

Încărcările longitudinale devin importante pentru conductele cu rezemare discontinuă, care se calculează ca niște grinzi tubulare.

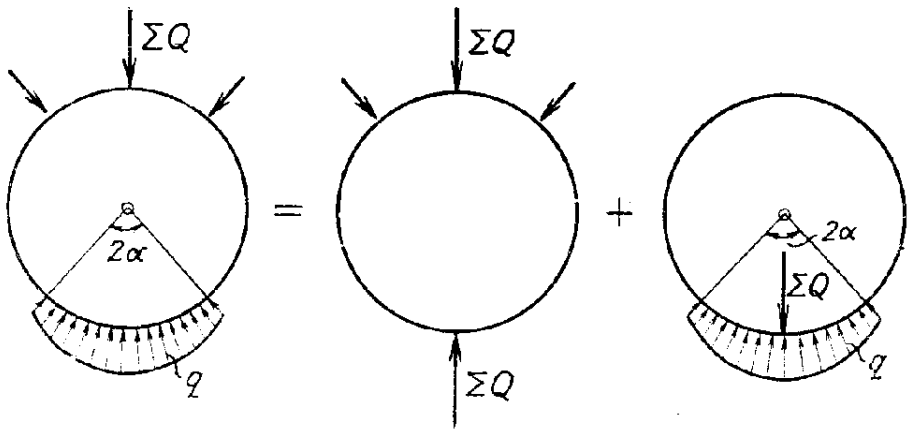
Mai importante sînt solicitările din variațiile de temperatură care, la conductele îngropate, apar în special datorită variației temperaturii apei din conductă. La conductele de beton armat se admite în general o variație de temperatură de $-10°C$ și $+20°C$ față de temperatura de construcție. Contracția betonului se poate asimila cu o scădere de temperatură de 30°C. Așa cum se cunoaște, aceste solicitări apar la valoare integrală numai cînd deformația conductei este împiedicată. Prin prevederea rosturilor de contracție — dilatare, dîndu-se posibilitatea conductei să se deplaseze în sens longitudinal, la orice variație de temperatură solicitarea maximă ce apare este egală cu mărimea forțelor de frecare care se opun deplasării.

§ 7. CALCULUL SOLICITĂRILOR

31. Calculul solicitărilor transversale

Din punct de vedere static o conductă este un sistem de trei ori static nedeterminat aflat în echilibru sub acțiunea solicitărilor exterioare și a reacțiunilor de reazem. Pentru simplificarea calculului se consideră în mod fictiv că la toate solicitările exterioare și la reacțiunile de reazem conducta este punctual rezemată pe generatoarea inferioară (fig. 14-39). Calculînd solicitările în cele două cazuri și însumîndu-le, conform principiului suprapunerii efectelor, se obține situația reală de solicitare din pereții conductei.

Cele trei necunoscute static nedeterminate X_1, X_2, X_3 se obțin prin exprimarea continuității pe orice formă de bază. Așa cum se cunoaște din statică, în cazul unui contur închis este avantajos ca aceste necunoscute să fie introduse în centrul elastic al cercului prin intermediul unor brațe rigide (fig. 14-40). În cazul unui cerc de grosime constantă centrul elastic este identic cu centrul cercului.



$$2\int_0^{\alpha} q\, d\theta = \Sigma Q$$

Fig. 14-39. Schemă de calcul a solicitărilor din pereții conductei.

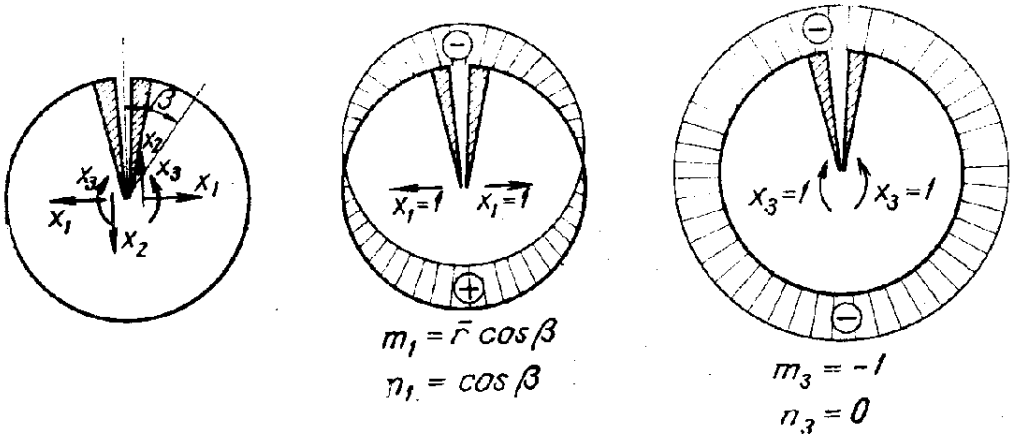


Fig. 14-40. Formă de bază pentru calculul solicitărilor din conductă și diagrame unitare.

Pentru încărcări exterioare simetrice, necunoscuta X_2 este nulă. Sistemul de ecuații devine:

$$X_1 \delta_{11} + \Delta_{10} = 0$$
$$X_3 \delta_{33} + \Delta_{30} = 0$$
$$X_2 = 0$$

Pentru calculul factorilor δ_{11}, δ_{33}, Δ_{10}, Δ_{30} majoritatea autorilor iau în considerație numai influența momentelor încovoietoare, neglijînd alte influențe mai mici asupra valorii lor ca: grosimea conductei, forța axială, forța tăietoare, curbura peretelui conductei. Expresiile acestor termeni au forma:

$$\delta_{11} = \int_{(c)} \frac{m_1^2 \, ds}{EI}; \qquad \Delta_{10} = \int_{(c)} \frac{M_0 m_1 \, ds}{EI};$$
$$\delta_{33} = \int_{(c)} \frac{m_3^2 ds}{EI}; \qquad \Delta_{30} = \int_{(c)} \frac{M_0 m_1 \, ds}{EI}. \tag{26}$$

Determinînd necunoscutele X_1 și X_3 solicitările finale din pereții conductei au forma:

$$M = M_0 - X_1 r \cos\beta - X_3 \tag{27}$$
$$N = N_0 + X_1 \cos\beta.$$

În figura 14-41 se prezintă modul cum se distribuie solicitările M și N din diferite încărcări în pereții unei conducte circulare de grosime constantă. Se constată că pentru conducte de beton armat în condiții obișnuite, solicitările cele mai mari apar la cheie. Împingerea orizontală a pămîntului dă solicitări favorabile, care micșorează momentele încovoietoare din celelalte încărcări.

Calculul practic al solicitărilor din pereții conductei se face prin suprapunerea efectelor conform schemei prezentate în figura 14-37. Notînd cu M_1, N_1 solicitările în cazul rezemării fictive liniare și cu ΔM, ΔN solicitările din reacțiunile de reazem, solicitările reale în pereții conductei sînt:

$$M = M_1 + \Delta M \tag{28}$$
$$N = N_1 + \Delta N.$$

Diverși autori [2], [10] au întocmit tabele pentru calculul lui M_1, N_1, ΔM, ΔN care simplifică determinarea solicitărilor din pereții conductei pentru cazuri reale de rezemare. În tabelele 14-5, 14-6, 14-7 se dau coeficienți pentru calculul solicitărilor, bazați pe formulele din lucrările [2], [10], [16].

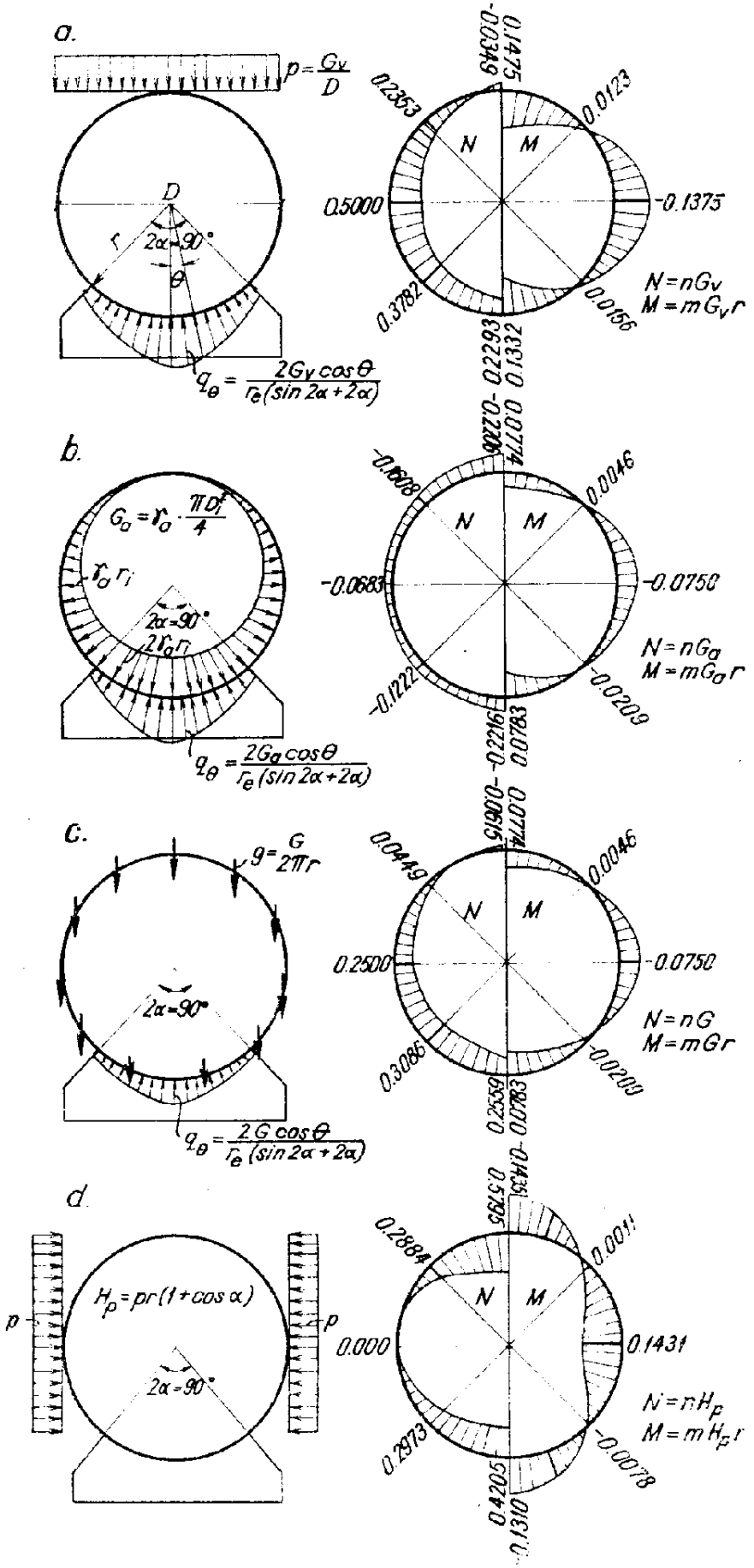
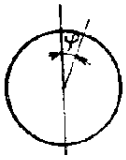


Fig. 14-41. Diagrame de solicitări M, N din diferite încărcări:
a — împingerea verticală a umpluturii (idem sarcina statică + dinamică la suprafața pământului); *b* — greutatea apei din conductă; *c* — greutatea proprie a conductei; *d* — împingerea orizontală a pământului.

Pentru conducte de alte forme decît cea circulară (v. fig. 14-19, *b*), sau pentru conducte circulare cu grosimea pereților variabilă-îngroșate la talpă (v. fig. 14-19, *e*), sau cu patul de beton făcînd corp comun cu conducta (v. fig. 14-19, *f*), calculul solicitărilor se poate face prin bolțari. În lucrarea [13] se dau formule de calcul pentru cazul cînd patul conductei lucrează solidar cu conducta, formînd un monolit. Se afirmă că este avantajos ca prin măsuri constructive să se asigure conlucrarea pat-conductă.

REZEMARE PUNCTUALĂ

TABELUL 14-5

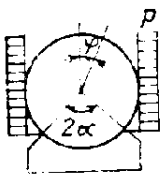


	Greutatea proprie a conductei $M = mGr$		$N = nG$	Greutatea apei din conductă $M = mGr$		$N = nG$	Greutatea umpluturii, sarcina statică, sarcina dinamică $M = mG_v r$		$N = nG_v$
	m		n	m		n	m		n
0°	0,080		—0,080	0,080		—0,239	0,150		0,053
22°30′	0,062		—0,050	0,062		—0,219	0,109		0,024
45°	0,001		0,032	0,001		—0,174	0,009		0,213
67°30′	—0,045		0,143	—0,045		—0,102	—0,096		0,407
90°	—0,091		0,250	—0,091		—0,068	—0,153		0,500
112°30′	—0,099		0,319	—0,099		—0,064	—0,136		0,483
135°	—0,050		0,321	—0,050		—0,109	—0,044		0,391
157°30′	0,065		0,241	0,065		—0,224	0,106		0,240
180°	0,239		0,080	0,239		—0,398	0,294		0,053

ÎMPINGEREA LATERALĂ A PĂMÎNTULUI

TABELUL 14-6

$H_p = pr(1 + \cos\alpha)$ $M = mH_p r$ $N = nH_p$



	$2\alpha = 90°$		$2\alpha = 105°$		$2\alpha = 120°$		$2\alpha = 135°$	
	m	n	m	n	m	n	m	n
0	—0,144	0,580	—0,149	0,608	—0,154	0,640	—0,157	0,675
22°30′	0,101	0,478	—0,104	0,518	—0,108	0,544	—0,110	0,573
45°	0,001	0,288	0,003	0,301	0,005	0,315	0,008	0,327
67°30′	0,103	0,083	0,108	0,086	0,114	0,088	0,120	0,087
90°	0,143	0,000	0,148	0,000	0,152	0,000	0,154	0,000
112°30′	0,098	0,088	0,098	0,096	0,093	0,108	0,083	0,124
135°	—0,008	0,297	—0,014	0,277	—0,019	0,255	—0,029	0,230
157°30′	—0,099	0,389	—0,099	0,362	—0,097	0,333	—0,093	0,300
180°	—0,131	0,421	—0,129	0,392	—0,124	0,360	—0,118	0,325

REACȚII DE REAZEM [24]

$\Delta M = mQ_v r$ $\Delta N = nQ_v$ TABELUL 14-7

	$2\alpha = 90°$		$2\alpha = 105°$		$2\alpha = 120°$		$2\alpha = 135°$	
	m	n	m	n	m	n	m	n
0°	—0,002	0,018	—0,011	0,035	—0,019	0,046	—0,026	0,059
22°30′	—0,001	0,017	—0,009	0,032	—0,015	0,043	—0,022	0,055
45°	0,003	0,013	—0,001	0,025	—0,006	0,033	—0,009	0,042
67°30′	0,009	0,007	0,010	0,011	0,010	0,018	0,010	0,023
90°	0,016	0,000	0,024	0,000	0,027	0,000	0,033	0,000
112°30°	0,023	—0,007	0,037	—0,011	0,045	—0,018	0,055	—0,023
135°	0,029	—0,013	0,043	—0,019	0,046	—0,019	0,050	—0,017
157°30′	—0,008	0,030	—0,015	0,045	—0,024	0,051	—0,038	0,061
180°	—0,160	0,176	—0,166	0,189	—0,180	0,207	—0,187	0,220

32. Influențe secundare asupra solicitărilor

Pentru a analiza influența grosimii conductei, a forțelor axiale, a forțelor tăietoare și a curburii asupra solicitărilor din pereții unei conducte s-a considerat [16] cazul conductei punctual rezemate, solicitate de greutatea umpluturii. În figura 14-42 se prezintă variația lui M și N în secțiunea de la cheie, pentru diverse rapoarte $\frac{r}{h}$ și diverse ipoteze de considerare a factorilor amintiți.

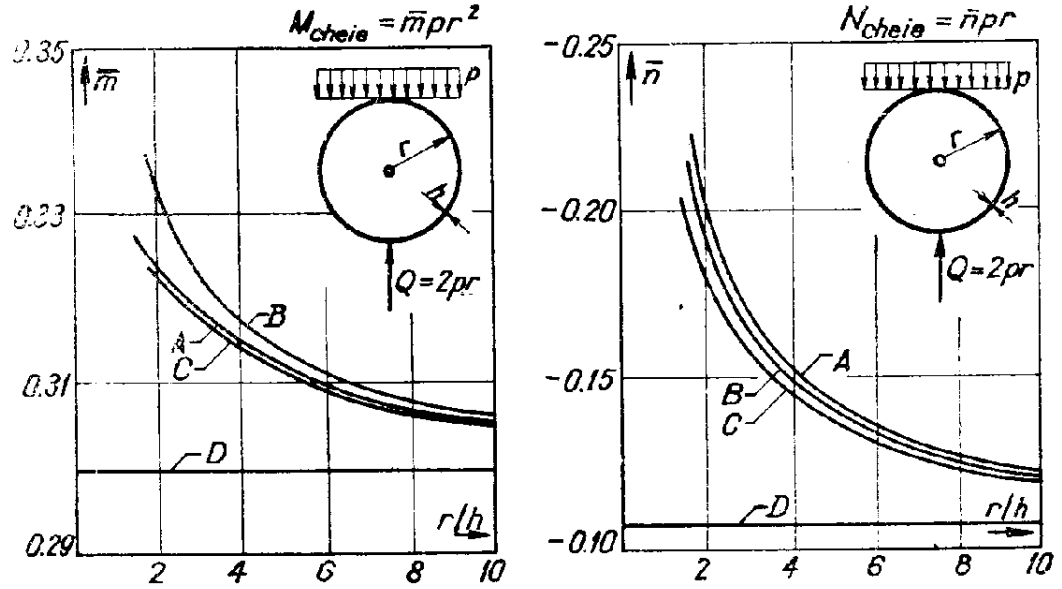


Fig. 14-42. Influența diverșilor factori considerați pentru determinarea solicitărilor în pereții conductei:

A — moment încovoietor și grosime conductă; *B* — moment încovoietor, curbură conductă; *C* — moment încovoietor, forțe axiale, forțe tăietoare, curbură conductă; *D* — formule uzuale de calcul care consideră numai influența momentului încovoietor.

Se constată că în domeniul obișnuit al conductelor de beton armat, în care $2{,}5 < \frac{r}{h} < 5{,}0$, formulele uzuale care nu iau în considerare niciunul din factorii menționați dau solicitări cu 5 ... 10% mai mici pentru M și cu 25 ... 50% mai mici pentru N, față de formulele care iau în considerare aceste influențe. Creșterea raportului r/h conduce la scăderea efectului factorilor analizați. În domeniul conductelor flexibile $\left(\frac{r}{h} \sim 10\right)$ influența lor este practic neglijabilă.

De remarcat că luarea în considerare a influenței numai a momentului încovoietor și a grosimii conductei în ecuațiile de continuitate, pentru determinarea necunoscutelor static nedeterminate, dau o precizie de calcul satisfăcătoare.

§ 8. CALCULE DE REZISTENȚĂ

33. Ipoteze de calcul

În cazul conductelor de beton simplu dimensionarea constă din alegerea grosimii pereților conductei astfel ca în nici o ipoteză de calcul eforturile de întindere care apar să nu depășească rezistențele admisibile la nefisurare.

Secțiunile conductelor de beton armat solicitate la întindere centrică sau întindere excentrică cu excentricitate mică se verifică în mod obligatoriu la nefisurare. Datorită faptului că în acest caz întreaga secțiune de beton este întinsă, apariția fisurilor ar conduce la pierderea etanșeității secțiunii.

Secțiunile conductelor de beton armat solicitate la întindere excentrică cu excentricitate mare se calculează la limitarea deschiderii fisurilor. În acest caz o parte din grosimea peretelui conductei fiind comprimată, deși zona întinsă fisurează, etanșeitatea secțiunii se păstrează. Deschiderea fisurilor se limitează la 0,2 mm pentru conducte îngropate, nesupuse înghеț-dezghețului, prin care circulă apă neagresivă la presiune redusă (mai mică de 1 kg/cm^2) și la 0,1 mm pentru celelalte cazuri.

Ipotezele de calcul sînt următoarele:

— ipoteza de exploatare, în care se ia în considerație greutatea proprie, presiunea hidrostatică a apei din interior, subpresiunea apei freatice, greutatea umpluturii și sarcina utilă la suprafața pămîntului, împingerea pămîntului;

— ipoteza de reparație, în care apar încărcările din ipoteza de exploatare minus presiunea hidrostatică a apei din interior;

— ipoteza de reparație fără subpresiunea apei freatice;

— ipoteza de verificare la probă hidraulică;

— ipoteza de verificare a conductei la plutire.

34. Verificarea eforturilor în pereții conductelor de beton simplu

Eforturile produse în pereții conductei de presiunea interioară uniformă p_i și de presiunea exterioară uniformă p_e se determină cu ajutorul teoriei membranelor cilindrice cu pereți groși, cunoscută din teoria elasticității. Conform acestei teorii, în fiecare punct al peretelui conductei apar eforturi radiale, tangențiale și axiale.

Eforturile axiale pot fi neglijate în raport cu celelalte două, astfel că starea de efort poate fi considerată plană.

Expresiile eforturilor radiale σ_r și a celor tangențiale σ_t sînt următoarele (cu notațiile din fig. 14-43):

$$\sigma_t = -\frac{p_e r_e^2 - p_i r_i^2}{r_e^2 - r_i^2} - \frac{r_e^2 r_i^2}{r_e^2 - r_i^2}\,\frac{p_e - p_i}{x^2}$$

$$\sigma_r = -\frac{p_e r_e^2 - p_i r_i^2}{r_e^2 - r_i^2} + \frac{r_e^2 r_i^2}{r_e^2 - r_i^2}\,\frac{p_e - p_i}{x^2}. \qquad (29)$$

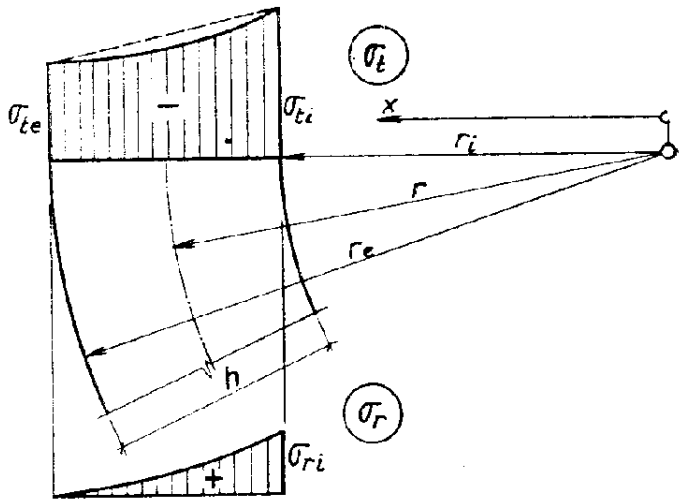


Fig. 14-43. Stare de efort într-o membrană cilindrică cu pereți groși solicitată de presiune interioară.

În formulele (29) semnul — (minus) înseamnă întindere.

Eforturile produse de solicitările M și N, calculate pentru celelalte încărcări, au direcția tangențială și sînt de forma:

$$(\sigma_t)_{r_i}^{r_e} = \frac{N}{bh} \pm 0{,}6\,\frac{6M}{bh^2} \qquad (30)$$

unde N pozitiv reprezintă compresiune și M pozitiv reprezintă întindere la fibra interioară. Factorul 0,6 reprezintă raportul dintre rezistența maximă de tensiune reală și cea maximă de încovoiere care ar rezulta prin distribuția liniară.

Din calcule rezultă că efortul maxim de întindere care apare într-o conductă îngropată, acționată de o presiune interioară p_i și de solicitările M și N din celelalte încărcări, apare în general la cheie în punctul $x = r_i$ și are expresia:

$$(\sigma_{t\,max})_{x=r_i} = -p_i\,\frac{r_i^2 + r_e^2}{r_e^2 - r_i^2} + \frac{N}{bh} - \frac{3{,}6M}{bh^2}. \qquad (31)$$

Se pune condiția ca $\sigma_{tmax} \leqslant \sigma_{ad,b}$, unde $\sigma_{ad,b}$ este rezistența admisibilă pentru nefisurare a betonului simplu. Încercînd diverse grosimi pentru conductă se găsește astfel grosimea minimă necesară pentru îndeplinirea condiției de nefisurare.

35. Verificarea eforturilor în pereții conductelor de beton armat

Pentru conductele de beton armat care se dimensionează la nefisurare, verificarea eforturilor se poate face cu aceeași formulă ca pentru betonul simplu, introducîndu-se însă coeficienții de influență ai armăturii. Aceasta revine la considerarea secțiunii ideale a conductei A_{id} și a modulului de rezistență ideal W_{id}. Formula (31) devine:

$$(\sigma_{t\,max})_{x=r_i} = -p_i\,\frac{r_i^2 + r_e^2}{r_e^2 - r_i^2}\,\frac{1}{K_1} + \frac{N}{bh}\,\frac{1}{K_1} - \frac{3{,}6M}{bh^2}\,\frac{1}{K_2} \qquad (32)$$

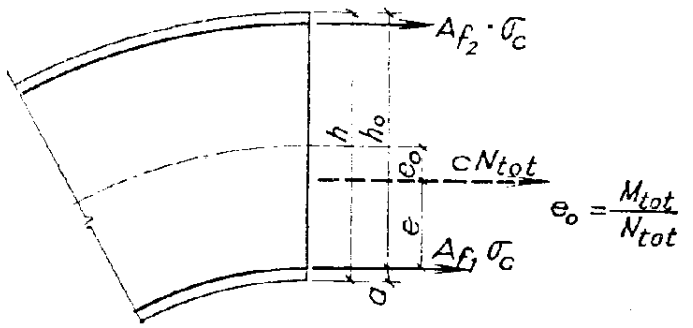


Fig. 14-44. Schemă de calcul în cazul întinderii excentrice cu excentricitate mică.

unde: $K_1 = \frac{A_b + nA_a}{A_b} = 1 + n\mu;$

$K_2 = \frac{W_{id}}{W_b} =$

$= 1 + 12n\mu\left(0{,}5 - \frac{a}{h}\right)^2;$

$n = \frac{E_a}{E_b};$

μ — coeficientul total de armare;

a — distanța din axul armăturii la marginea conductei.

Pentru a se putea calcula valorile A_{id} și W_{id} este necesar să se cunoască armarea pereților conductei. În lucrarea [17] se prezintă o metodă de dimensionare la nefisurare. Ținînd seama că pentru determinarea grosimii peretelui prin verificarea condiției de nefisurare este necesar să se cunoască armătura, calculul se conduce astfel:

— se alege grosimea conductei, determinîndu-se armarea secțiunii după metoda la rupere;

— se verifică respectarea condiției de nefisurare conform ecuației (32).

În figura 14-44 se prezintă schema de calcul adoptată pentru cazul întinderii excentrice cu excentricitate mică.

Dimensionarea secțiunii de beton armat se poate face și pe criterii economice, din condiția ca prețul de cost al secțiunii (adică suma prețului betonului și armăturii) să fie minim. Pe baza acestui criteriu se poate determina grosimea peretelui conductei și procentele de armare economică [16].

Rezultă că procentele de armare economică ale conductelor de beton armat, dimensionate la nefisurare, sînt foarte apropiate sau egale cu procentele minime de armare pentru betonul respectiv. Practic, în plan transversal, conductele de beton armat se armează simetric, cu procente minime de armare ($\mu = 0{,}2 \ldots 0{,}4$ %), atît la interiorul cît și la exteriorul peretelui.

În cazul conductelor de beton armat la care în orice ipoteză de lucru rămîne o zonă din perete comprimată, care să asigure etanșeitatea, calculul secțiunii se face la limitarea deschiderii fisurilor, cum s-a arătat mai înainte.

36. Calculul armăturii longitudinale

Deși armătura principală a conductelor este cea inelară, armătura longitudinală nu are numai un rol de repartiție ci și de preluare a eforturilor datorite contracției. Mai departe se prezintă metoda lui *Saliger* [2] pentru calculul armăturii longitudinale.

La o tendință de deplasare apar forțe de frecare de sens opus tendinței de deplasare. Forțele de frecare au valoarea maximă $\Sigma T = f \Sigma N$. Se face ipoteza că centrul tronsonului de conductă rămîne fix (fig. 14-45). La o tendință de contracție părțile laterale tind să se deplaseze spre centrul conductei, dar forța de frecare se

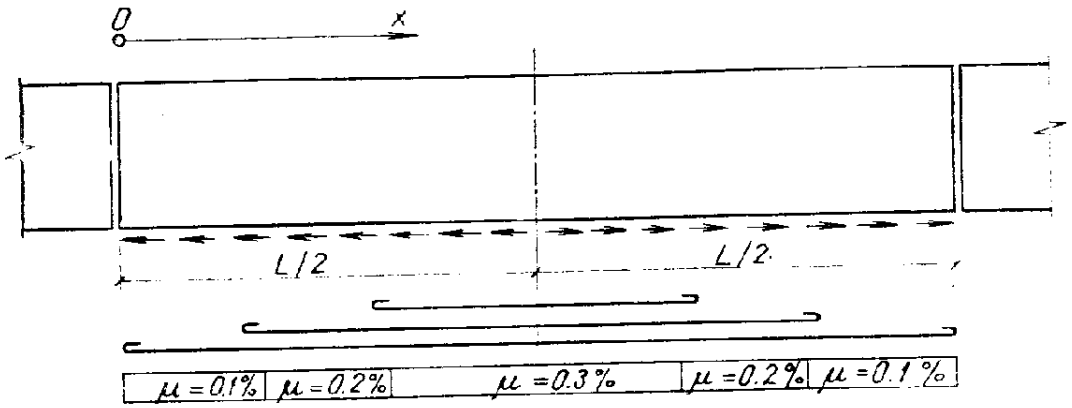


Fig. 14-45. Schemă de calcul a armăturii longitudinale.

opune. Mărimea forței de frecare într-un curent x ($0 \leqslant x \leqslant L/2$) de pe conductă este:

$$T = fgx \tag{33}$$

unde: f — coeficientul de frecare statică între conductă și pat, practic 0,5 ... 0,6, dar pe care *Saliger* îl admite în mod acoperitor $f = 1$;
g — greutatea pe metru liniar de conductă;
x — abscisa punctului considerat (fig. 14-45).

Pentru jumătatea cealaltă a conductei fenomenul este simetric. Forța de frecare maximă apare la jumătatea tronsonului și are expresia:

$$T_{max} = fg\frac{L}{2}. \tag{34}$$

În ipoteza că patul nu este blocat, forțele din temperatură sînt limitate la forțele de frecare maximă care pot să apară în secțiunea respectivă. Alegîndu-se procentul de armare longitudinală în centrul tronsonului în limite economice ($\mu \leqslant 0{,}3\%$), se determină forța F de întindere centrică pe care o poate prelua secțiunea fără să fisureze. Punîndu-se condiția ca $F \geqslant fg\frac{L}{2}$, se determină distanța dintre rosturi.

Se observă că spre capete forța de frecare descrește. Atunci este rațional ca și procentele de armare longitudinală să descrească spre capete, pînă la procentele minime de armare ($\mu = 0{,}10 \ldots 0{,}15\%$).

Dacă patul este blocat, sau conducta este încastrată la capete, atunci forța longitudinală de solicitare din temperatură F_t apare la valoarea întreagă, deplasarea conductei fiind împiedicată:

$$F_t = \Omega_c E_b \varepsilon_t = \Omega_c E_b \alpha t_{max} \tag{35}$$

unde: Ω_c — aria secțiunii transversale a conductei;
E_b = 160 000 ... 250 000 kg/cm², modulul de elasticitate al betonului;
α = $1 \cdot 10^{-5}$ coeficientul de dilatare liniară a betonului;
t_{max} — variația maximă a temperaturii peretelui conductei față de temperatura de construcție (practic temperatura peretelui conductei corespunde cu temperatura apei care circulă prin conductă).

În astfel de situații dimensionarea armăturii longitudinale a conductei trebuie făcută la F_t.

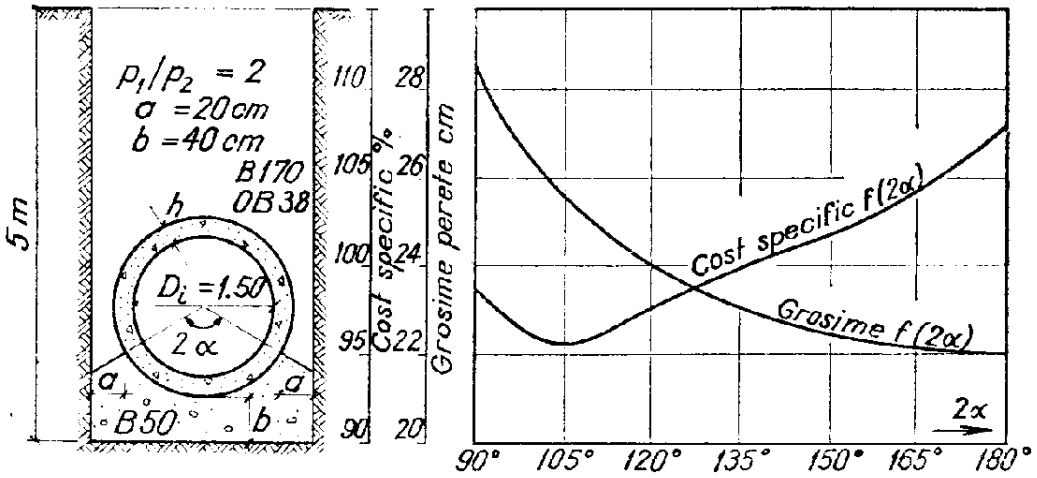


Fig. 14-46. Variația grosimii conductei și a prețului total specific al conductei cu unghiul de rezemare:
p_1 — preț specific pe metru cub de beton armat din conductă; p_2 — preț specific pe metru cub de beton simplu din pat.

37. Unghiul optim de rezemare al conductelor

Așa cum s-a arătat, unghiul la centru de cuprindere a conductei de către pat influențează asupra solicitărilor din pereții conductei, deci asupra grosimii și armării lor. În general prin creșterea unghiului de rezemare solicitările din pereții conductei scad, deci grosimea și armarea lor scade, în consecință și prețul de cost. Dar în același timp, prin creșterea unghiului de rezemare, volumul de beton al patului crește, deci și costul său. Ca urmare există un unghi optim de rezemare, pentru care suma costurilor conductei de beton armat și a patului de beton este minimă [6].

În figura 14-46 se prezintă variația costului total specific al conductei și a grosimii peretelui funcție de unghiul de rezemare, într-un caz concret. În situații normale unghiul optim de rezemare al conductelor de beton armat se găsește în limitele 90° ... 105°.

§ 9. PRINCIPII DE CALCUL PENTRU TUBURILE DE BETON PRECOMPRIMAT

38. Determinarea solicitărilor

Încărcările exterioare se consideră că acționează de-a lungul generatoarei superioare a tubului, care reazemă pe generatoarea inferioară (fig. 14-47, *a*). Valoarea încărcărilor de calcul care acționează de-a lungul generatoarei tubului se află din încărcările reale, corectate cu niște coeficienți, astfel ca cele două încărcări să producă solicitări aproximativ identice în pereții conductei. Se determină astfel:

$$P_{echiv} = \sum \frac{P_i}{\psi_i} \qquad (36)$$

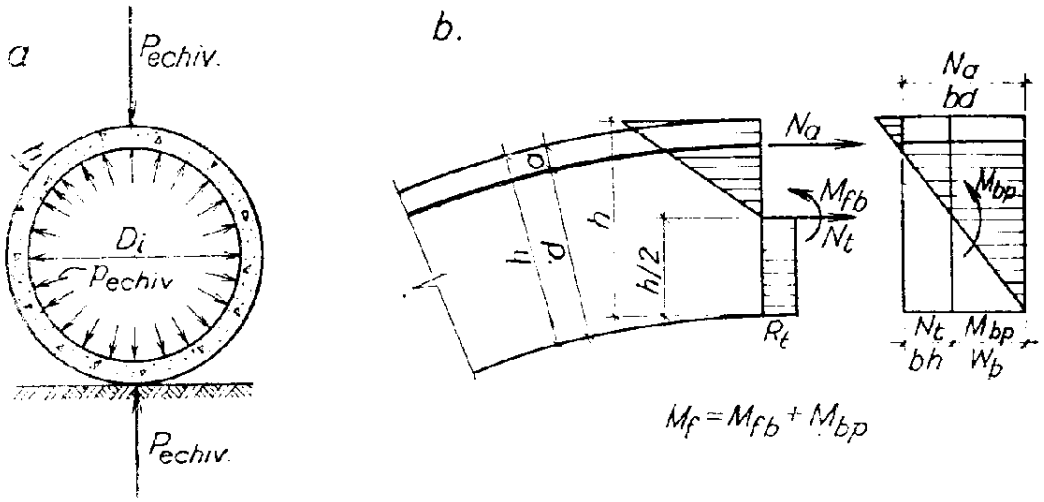


Fig. 14-47. Calculul tuburilor de beton precomprimat:
a — încărcări; *b* — schemă de calcul la starea limită de apariție a fisurilor.

unde:

P_i — încărcări reale;

ψ_i — coeficienți de echivalență dați în tabele sau diagrame pentru fiecare tip de încărcare.

Momentul încovoietor maxim se determină cu formula:

$$M_{echiv.} = 0{,}318\ P_{echiv.} r. \tag{37}$$

La calculul forței normale se ia în considerație numai presiunea apei din interior, care produce solicitări de întindere în pereții tubului mult mai mari ca celelalte încărcări:

$$N_t = P_{echiv.} r_i b \tag{38}$$

unde

$$p_{echiv.} = p_{regim} + 5 \text{ at} \qquad \text{dacă} \quad p_{regim} > 5 \text{ at.}$$

și

$$p_{echiv.} = 2\, p_{regim} \qquad \text{dacă} \quad p_{regim} < 5 \text{ at.}$$

39. Ipoteze de calcul

După normele sovietice pentru tuburi de beton precomprimat, care se aplică și în țara noastră, se fac două combinații de sarcini:

— Combinația principală care cuprinde: încărcarea din greutatea umpluturii, încărcarea din greutatea proprie a tubului, încărcarea din greutatea lichidului din tub, din care se calculează $M_{I\,echiv.}$ și presiunea interioară echivalentă din tub, din care se calculează $N_{I\,t}$.

— Combinația suplimentară care cuprinde: încărcările din combinația principală și sarcina utilă la suprafața terenului afectată cu coeficientul 0,9, din care se calculează $M_{II\ echiv.}$, și presiunea interioară echivalentă din tub afectată cu coeficientul 0,9, din care se calculează $N_{II\,t}$.

Din cele două combinații dimensionează cazul mai defavorabil. Se mai cere verificarea rezistenței peretelui la sarcinile exterioare echivalente, aplicate pe generatoare cu tubul gol, și determinarea valorii presiunii interioare care provoacă apariția fisurilor.

40. Dimensionarea tuburilor

Prin dimensionarea tuburilor de beton precomprimat se înțelege determinarea procentului de armare transversală μ (a armăturii în spirală) al miezului de beton armat al tubului, grosimea sa fiind aleasă inițial.

Tuburile se calculează la starea limită de apariție a fisurilor, care se exprimă prin formula:

$$M_{(\text{I sau II}) \, echiv.} \leqslant m_1 m_2 M_f \tag{39}$$

unde:

m_1 = 0,85 coeficientul condițiilor de lucru care ia în considerație nesiguranța determinării solicitărilor, a păstrării exacte a grosimii pereților prevăzută în proiect;

m_2 = 1,10 coeficientul condițiilor de lucru pentru prefabricate de beton armat confecționate în fabrici specializate;

M_f — valoarea limită a momentului încovoietor la care se produce prima fisură.

Situația solicitărilor interioare și exterioare în momentul limită de apariție a fisurilor se prezintă în figura 14-47. Starea limită de fisurare apare mai întîi la fața interioară a tubului unde nu sînt armături care să preia întinderile. Se face aproximația admisă la calculul momentelor de fisurare al secțiunilor dreptunghiulare de beton armat, că înălțimea zonei comprimate este jumătate din înălțimea totală a secțiunii (torcretul lucrează la compresiune).

Considerînd mai întîi tubul din beton simplu, momentul de fisurare pozitiv al secțiunii se poate calcula luînd momentul eforturilor unitare de tensiune R_t față de centrul de greutate al zonei comprimate:

$$M_{fb} = R_t b \, 0{,}5 \, h\left(0{,}5 \, . \, 0{,}5 h + \frac{2}{3} 0{,}5 \, h\right) = 0{,}290 \, bh^2 R_t \cdot \tag{40}$$

Dar la tuburile precomprimate, pentru ca la fibra interioară să poată apare eforturi de tensiune, trebuie anulate eforturile de precomprimare σ_{bp} datorite forței N_a (forța totală de tensionare a armăturii spirale pe lungimea b de calcul) și forței N_t (forța din presiunea interioară echivalentă a apei din tub):

$$\sigma_{bp} = \frac{N_a}{bd} - \frac{N_t}{bh} \cdot \tag{41}$$

Acest efort se anulează aplicînd secțiunii un moment încovoietor M_{bp} care să producă la fibra interioară un efort de întindere σ_{bp}. Astfel:

$$\sigma_{bp} = \frac{M_{bp}}{W_b} = \frac{6M_{bp}}{bh^2} \cdot \tag{42}$$

Momentul total de fisurare a secțiunii rezultă:

$$M_f = M_{fb} + M_{bp}. \tag{43}$$

Notînd:

$$N_a = \sigma_0 A_a = \mu\ \sigma_0 bd$$

$$n_f = \frac{N_t}{bhR_t}.$$

se obține: $$M_f = bh^2R_t\left[0{,}29 + 0{,}17\left(\mu\ \frac{\bar{\sigma}_0}{R_t} - n_f\right)\right]$$

de unde: $$\mu = \left(\frac{1{,}07\ M_{echiv.}}{bh^2R_t} - 0{,}290 + 0{,}17\ n_f\right)\frac{R_t}{0{,}17\ \bar{\sigma}_0} \tag{44}$$

μ — procentul de armare (numai al armăturii spirale) a miezului de beton;
$\bar{\sigma}_0$ — efortul din armătura pretensionată după ce s-au produs toate pierderile de tensiune;
R_t — rezistența de calcul a betonului la întindere.

Efortul armăturii pretensionate $\bar{\sigma}_0$ se obține din efortul de calcul maxim din armătura pretensionată σ_0, din care se scad toate pierderile de tensiune $\Sigma\Delta\sigma$. Pierderile de tensiune din armătura spirală pretensionată provin din: strivirea betonului sub spirala armăturii înfășurate, relaxarea armăturii, efectul contracției și curgerii lente a betonului [5].

Armătura longitudinală a tuburilor de beton precomprimate se pretensionează de obicei în așa fel încît să asigure o precomprimare longitudinală a betonului de minimum 20 kg/cm^2.

§ 10. CALCULE HIDRAULICE

41. Generalități

Calculul hidraulic al conductelor de beton armat cu scurgerea în regim permanent se desfășoară după metodele clasice, cunoscute din hidraulică. În afară de parametrii obișnuiți care intervin mai trebuie luați în considerație și următorii factori: temperatura apei care se transportă, conținutul de suspensii al apei și natura suspensiilor, posibilitatea depunerii în timp pe pereții conductelor de săruri, oxizi, bacterii, mușchi, care modifică în timp rugozitatea pereților, vitezele admisibile ale apei în conducte ș.a.

42. Formule și cifre de calcul

Pentru determinarea pierderilor de sarcină longitudinale, o formulă aplicată în practică cu bune rezultate este aceea a lui *Scobey:*

$$I = a\frac{v^2}{D^{1.25}} \tag{45}$$

în care: I — panta piezometrică;
v — viteza medie de curgere;
D — diametrul conductei;
a — coeficient care depinde de tipul conductei.

Valorile coeficientului a, ca și ale coeficientului $\beta = \sqrt{a}$ care afectează debitul Q (pentru conducte de beton), bazate pe numeroase măsurători, sînt date în tabelul 14-8.

TABELUL 14-8

Clasa	Caracteristicile conductei	a	β
1	Conducte de beton executate în condiții nesatisfăcătoare, din tronsoane scurte, cu rosturi neîngrijite	1,530	1,237
2	Conducte obișnuite din tronsoane executate în condiții satisfăcătoare, tencuite și cu îmbinări îngrijite; conducte din beton monolit turnate în cofraje de lemn	1,135	1,065
3	Conducte din tronsoane lungi cu diametrul peste 60 cm; conducte monolite turnate în cofraje metalice, tencuite și sclivisite	0,917	0,957
4	Conducte foarte bine executate, cu suprafața interioară foarte îngrijit sclivisită; conducte monolite turnate în cofraje metalice unse cu ulei, cu diametrul peste 75 cm.	0,797	0,893

Pentru ușurarea calculelor, în figura 14-48 se dă o abacă întocmită după formula lui *Scobey*.

Altă formulă de calcul utilizată este aceea a lui *Manning*:

$$v = KR^{0,6643} I^{0,50} \text{ (m/s)}. \tag{46}$$

Coeficientul K are următoarele valori:
— pentru tuburi de beton precomprimat și conducte de beton sclivisite la interior $K = 83$;
— pentru conducte din beton simplu nesclivisite $K = 72$;
— pentru conducte cu pereții degradați, cu depuneri masive de mușchi, sau încrustații de calcar $K = 60 \ldots 70$.

Pierderile de sarcină locale se determină cu formula:

$$\Delta h = \zeta \frac{v^2}{2g} \tag{47}$$

unde: Δh — pierderea de presiune locală, în m. col. H_2O;
ζ — coeficientul de pierdere de sarcină locală;
g = 9,81 m/s^2, accelerația gravitației.

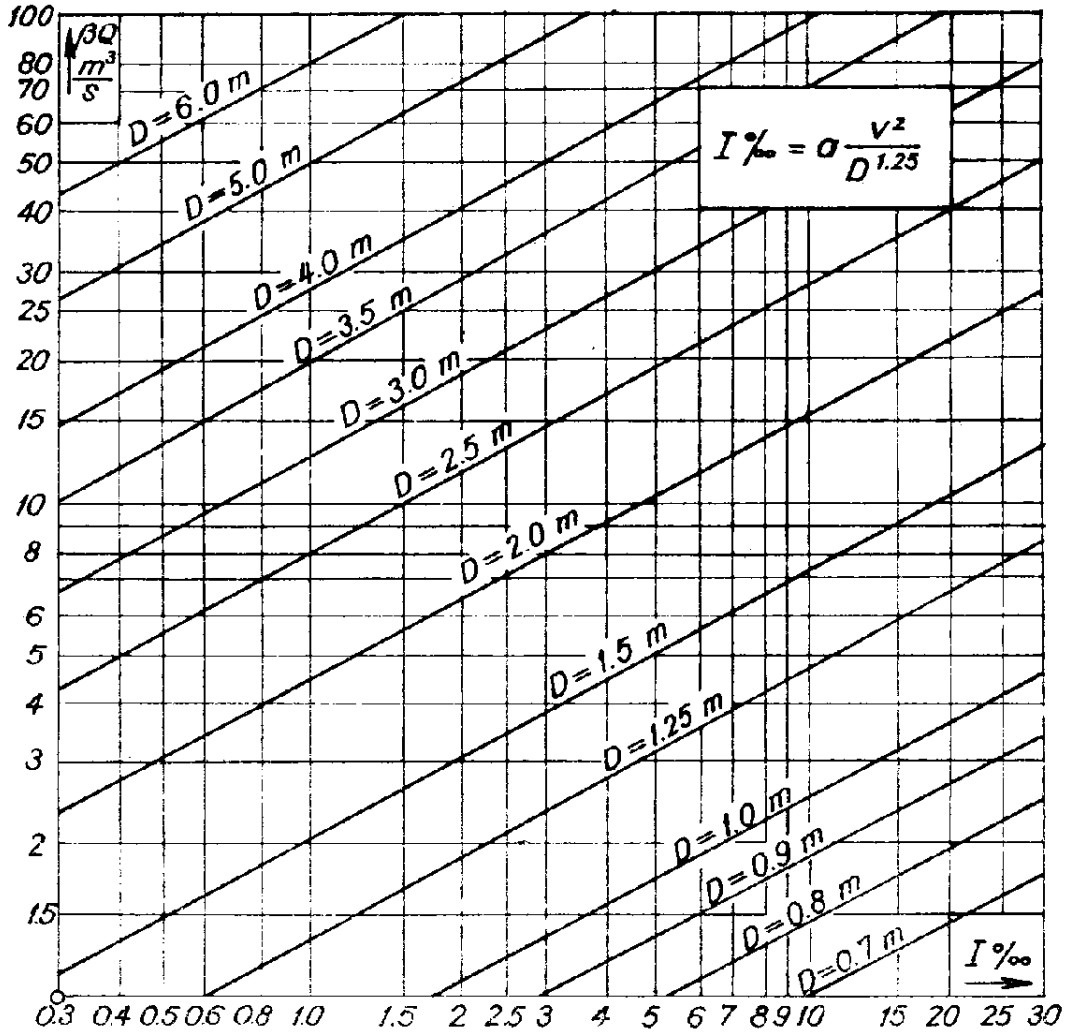


Fig. 14-48. Abacă pentru calculul hidraulic al conductelor de beton armat (după Scobey).

Viteza maximă a apei fără suspensie, care se admite în conductele de beton armat, este de circa 5 m/s. În cazul apelor impure cu suspensii, viteza maximă se limitează la 3,5 m/s. Viteza minimă obligatorie este dictată de condiția ca apa să nu înghețe în conductele la zi, sau conductele să nu se înnămolească cînd transportă apă cu suspensii; în general trebuie să fie mai mare de 0,5 m/s.

§ 11. CONDUCTE EXECUTATE ÎN ROMÂNIA

43. Conducta uzinei Sadu V

Aducțiunea uzinei Sadu V [18], executată în cea mai mare parte în galerie, cuprinde o conductă de coastă de 240 m lungime, capabilă de 5 m³/s. Diametrul interior este de 1,50 m, iar grosimea peretelui de 28 cm, pentru o presiune de serviciu de 3,8 atmosfere. Pentru o mai bună etanșeitate, peretele interior a fost torcretat cu mortar de ciment și apoi sclivisit. Conducta este rezemată pe un pat continuu de beton, sub un unghi la centru de 90° (fig. 14—49). Ea este prevăzută

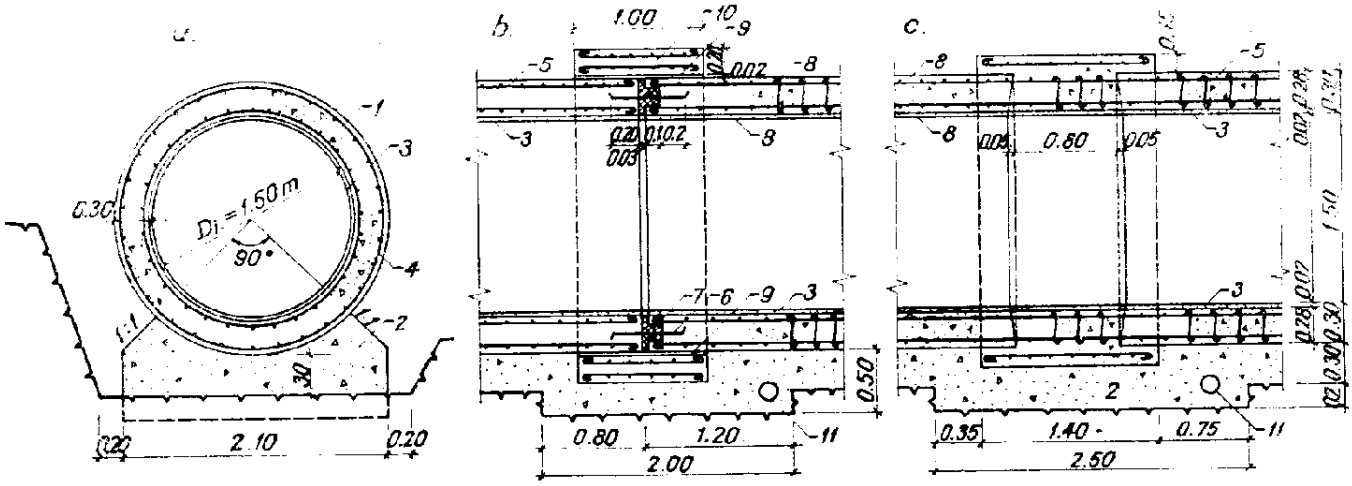


Fig. 14-49. Conducta de beton armat a aducțiunii U. H. Sadu V:

a — secțiune transversală; *b* — rost permanent de contracție; *c* — rost provizoriu de contracție; *1* — conductă; *2* — pat de beton; *3* — strat de torcret; *4* — armătură de rezistență; *5* — armătură de repartiție; *6* — tolă de cupru; *7* — mastic bituminos; *8* — irazbit; *9* — două straturi de iută și trei de bitum; *10* — manșon de beton armat; *11* — tub de beton pentru drenare.

cu rosturi provizorii de contracție și rosturi permanente de dilatație, dispuse alternativ, la distanțe de 25 m. Rosturile provizorii de 80 cm lățime, s-au betonat la 60 ... 100 zile după betonarea tronsoanelor adiacente. Rosturile permanente au fost etanșate cu tolă de cupru de 1,5 mm grosime. În figura 14-49, *b*, *c* se prezintă tipurile de rosturi aplicate.

44. Aducțiunea termocentralei Paroșeni

Este alcătuită dintr-o secțiune dreptunghiulară cu două fire (fig. 14-50), capabilă de 15 m³/s. Fiecare fir are o secțiune de 1,50 × 2,00 m, iar grosimile radierului, pereților și planșeului conductei sînt de 25 cm. Conducta este acoperită

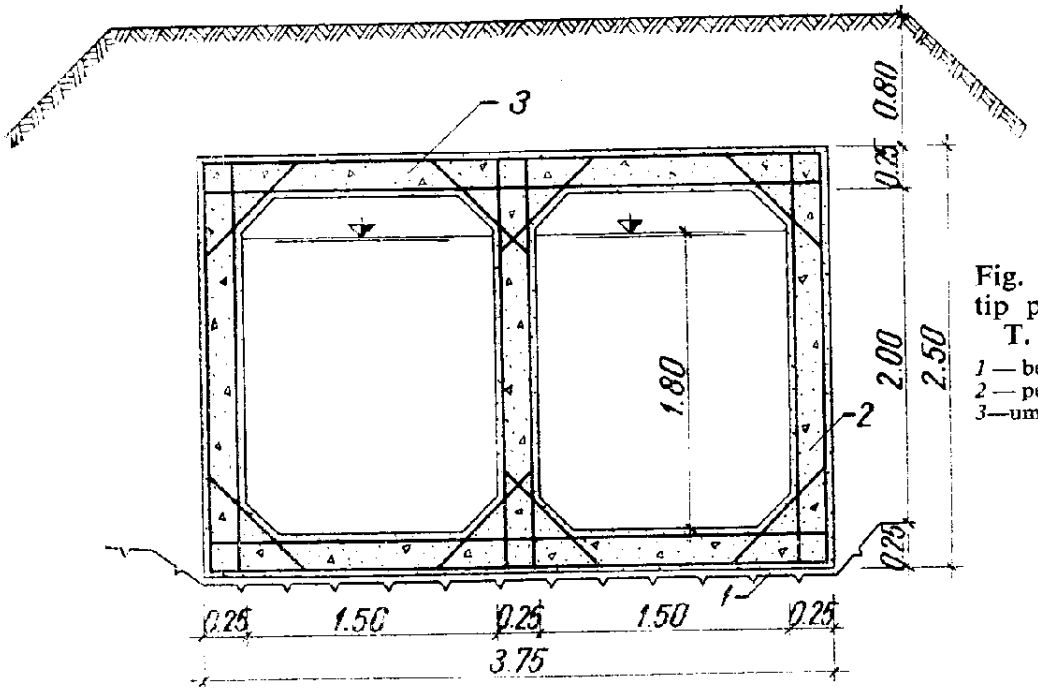


Fig. 14-50. Secțiune tip prin aducțiunea T. C. Paroșeni:

1 — beton de egalizare; *2* — perete de conductă; *3* — umplutură de pămînt.

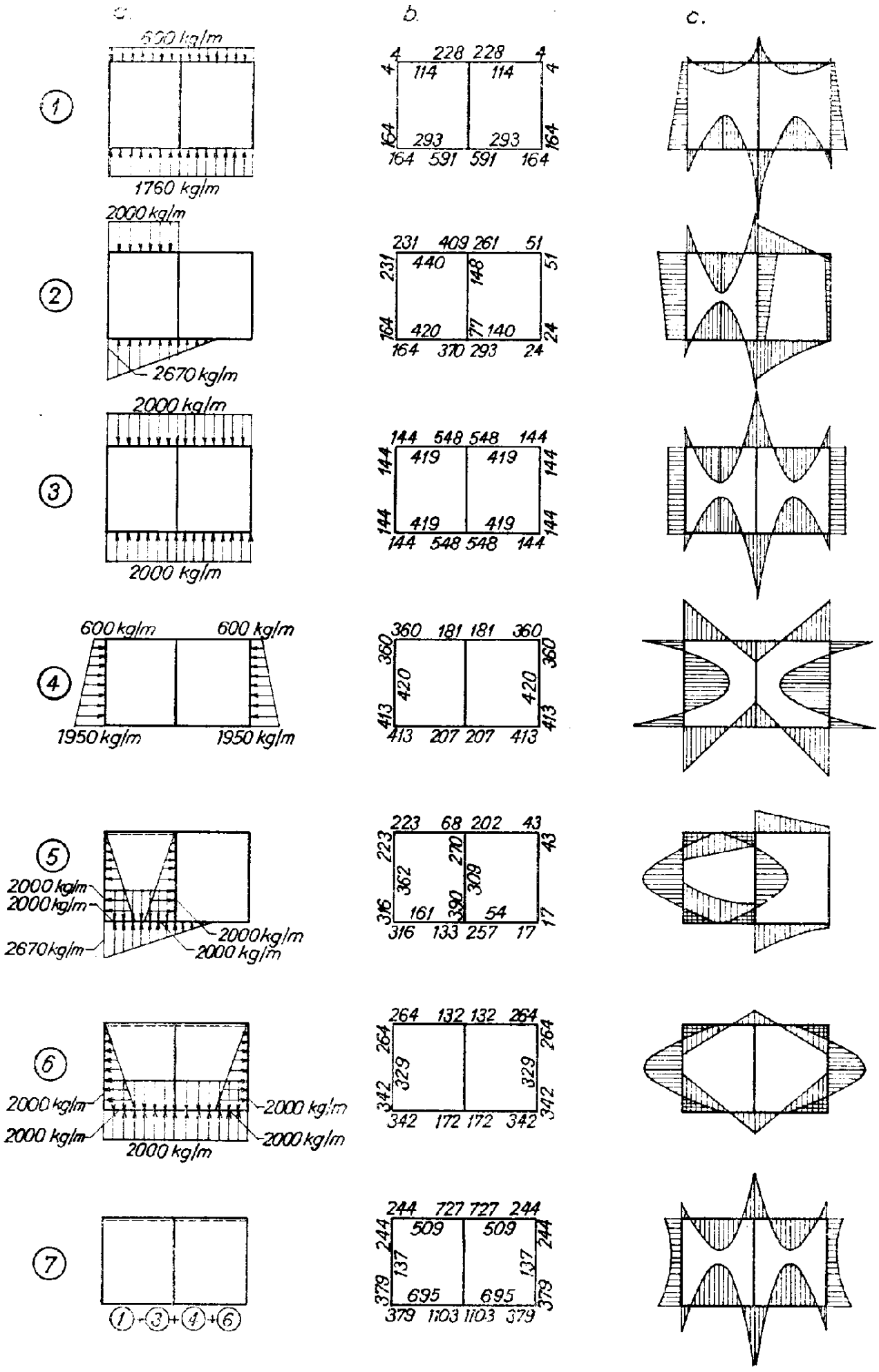


Fig. 14-51. Calcule la aducţiunea T. C. Paroşeni:

a — încărcări; *b* — valori absolute ale momentelor (kg.m): c — diagrame de momente: 1 — greutate proprie; 2 — încărcare asimetrică cu pămînt: 3 — încărcare simetrică cu pămînt: 4 — împingeri laterale pămînt: 5 — apă într-o cameră: 6 — apă în ambele camere; 7 — încărcare de regim (1 + 3 + 4 + 6).

cu pămînt, înălțimea minimă a umpluturii fiind de 80 cm peste planșeu. Din punct de vedere hidraulic conducta este cu curgere liberă, înălțimea maximă a apei în interior fiind de 1,80 m.

Ca mod de execuție s-a folosit sistemul în tronsoane, separate cu rosturi provizorii de contracție de 1,00 m lățime. Nu s-au prevăzut rosturi permanente de dilatație — contracție.

În calculele statice structura a fost considerată ca un cadru închis, cu lungimea de 1 m. În figura 14-51 se redau ipotezele de încărcare studiate și diagramele de momente corespunzătoare pentru un tronson curent. Pentru alte tronsoane caracteristice calculele s-au repetat după aceeași metodologie.

45. Aducțiunea Belci

Aducțiunea Belci a fost construită pentru transportarea apei acumulate prin barajul *Belci* pe Tazlău ($Q = 3\ m^3/s$) în derivația de pe rîul Trotuș, necesară pentru alimentarea cu apă a termocentralei Borzești. Este constituită dintr-o porțiune de conductă sub presiune, de beton armat, cu diametrul interior de 1,50 m și lungimea de 1 500 m, care se continuă cu o porțiune de 1 400 m în canal trapezoidal deschis. În zona de conductă sub presiune s-au aplicat două tipuri de secțiuni (fig. 14-52).

Tipul a, cu conductă circulară rezemată pe pat de beton cu unghiul la centru $2\alpha = 135°$, s-a aplicat pînă la adîncimea de îngropare de 5 m. Grosimea peretelui este de 30 cm. Între conductă și pat s-au prevăzut două straturi de carton bitumat între trei straturi de bitum.

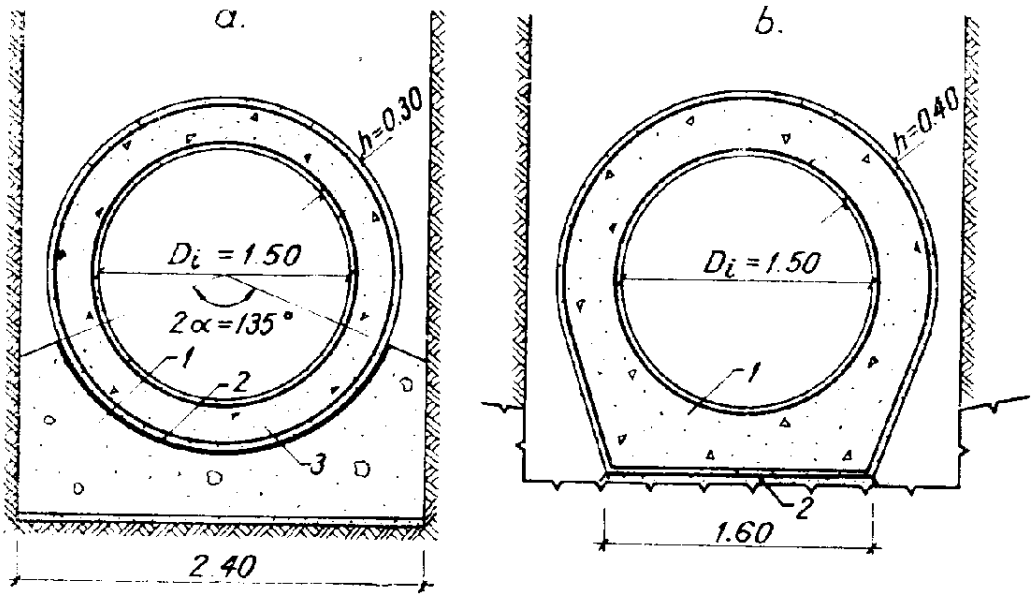


Fig. 14-52. Secțiuni tip aplicate la aducțiunea Belci:

a — conductă îngropată la maximum 5 m fundată pe teren nestîncos; *1* — pat de beton B 70; *2* — două straturi de carton asfaltat între trei straturi de bitum; *3* — conductă de beton armat; *b* — conductă îngropată la peste 5 m și fundată pe stîncă; *1* — conductă de beton armat; *2* — două straturi de carton între trei straturi de bitum.

Tipul b, cu conductă circulară cu talpă s-a aplicat la adîncimi de îngropare mai mari de 5 m, în cazul fundării pe rocă (marnă). Grosimea peretelui este de 40 cm.

Conducta a fost executată din tronsoane alternative de 20 m, cu rosturi permanente de dilatație — contracție după o concepție originală (fig. 14—25, *c*).

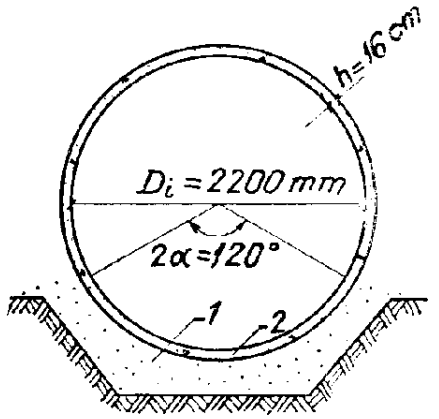


Fig. 14-53. Secțiune prin aducțiunea Roșu-Nord:
1 — pat de nisip; *2* — tuburi de beton armat cu mufă.

46. Aducțiunea Roșu — București Nord

Această aducțiune are o lungime de 12,5 km și transportă un debit $Q = 4{,}2$ m³/s. Se execută din tuburi de beton armat prefabricate cu mufă, avînd $D_i = 2\,200$ mm, lungimea de 5 m, grosimea peretelui de 16 cm și greutatea de 15,5 t/bucată (fig. 14—53).

Tuburile se confecționează prin vibrovacuumare, numai în perioada de primăvară, pînă la temperaturi medii de 5°C. Îmbinarea tuburilor se face cu garnitură circulară de cauciuc ∅ 27 mm, prin rulare. Presiunile pe aducțiune variază între 5 și 20 m coloană de apă. Acoperirea cu pămînt a aducțiunii variază între 1,00 și 3,00 m. Această soluție a rezultat mai avantajoasă decît alte soluții studiate (secțiune monolită dreptunghiulară sau pătrată, secțiune monolită circulară, așezată pe pat de beton).

Această lucrare reprezintă cea mai mare conductă, din punctul de vedere al diametrului, care se va executa din tuburi prefabricate de beton armat de joasă presiune, în țara noastră.

47. Aducțiunea Voila — Ploiești

Apa acumulată prin construcția barajului *Paltinul* pe rîul Doftana pătrunde în lacul tampon creat de stăvilarul de la *Voila*. După trecerea prin stația de tratare locală, cei 1,2 m³/s sînt conduși spre consumatorii din zona Ploiești, pe o distanță de 42 km.

Aducțiunea este executată din tuburi precomprimate *Premo* cu diametrul de 800 mm și 1 000 mm și presiuni de 4 ... 10 atmosfere. Montarea tuburilor s-a făcut în săpătură, pe pat de nisip.

Deoarece diferența de nivel între stația de tratare și consumatori este de 291 m, pentru a se putea folosi tuburile *Premo*, s-au prevăzut pe traseul aducțiunii trei camere de rupere de presiune.

BIBLIOGRAFIE

1. A doua conferință de construcții hidroedilitare. *Probleme actuale în tehnica transportului apei în alimentări cu apă și canalizări.* Galați, 1970.
2. Emperger, F. *Handbuch für Eisenbetonbau IX*, 2 Teil. Berlin, 1934.
3. Ludin, A. *Wasserkraftanlagen*, Erste Hälfte. Berlin, 1934.
4. Praporgescu, D., Ionescu, G. *Tuburi de presiune de beton armat.* București, 1955.
5. Untu, R., Soare, I., Arhire, I. *Tuburi din beton precomprimat.* București, 1966.
6. Popovici, A. *Asupra unghiului optim de rezemare a conductelor de beton armat.* Hidrotehnica, nr. 2, 1963.
7. Lerner, V. I. *Conducte sub presiune de diametru mare la canalul Donețul de Nord-Donbass* (în limba rusă). Alimentări cu apă și tehnica sanitară nr. 2, 1959.
8. Pîslăraşu, I., Rotaru N., Teodorescu, M. *Alimentări cu apă.* București, 1970.
9. Marston, A. *Second progress report to the Joint Concrete Culvert Committee.* 7 april, 1922.
10. Klein, G. K. *Calculul tuburilor îngropate în pămînt* (în limba rusă). Moscova, 1957.
11. Clarke, N. W. B. *The loads imposed on conduits laids under embankments or valley fills.* The Institution of Civil Engineers-Proceedings, London, January 1967.
12. Guerrin, A., Daniel, G. *Le calcul des tuyaux en béton armé et non armé.* Paris, 1952.
13. Olander, H. C., Robertson, G. G. *Study of pipe with concrete bedding.* Journal of the pipeline division, New York, october, 1968.
14. Prișcu, R., Brodfeld, B. *Stadiul actual al problemei conductelor de beton armat pe mediu elastic.* Hidrotehnica nr. 4, 1956.
15. Pettibone, H. C., Howard, A. K. *Distribution of soil pressures on concrete pipe.* Journal of the pipeline division. New York, july 1967.
16. Prișcu, R., Popovici, A. *Considerații asupra dimensionării conductelor de beton armat* (manuscris). București, 1971.
17. Prișcu, R., Brodfeld, B., Schoger, I. *Dimensionarea conductelor de beton armat.* I.S.P.E., 1956.
18. Pavel, D., Prișcu, R. *Uzina hidroelectrică Sadu* V. Energetica nr. 12, 1960.

CAPITOLUL 15

CONDUCTE METALICE

§ 1. CONSIDERAȚII GENERALE

1. Generalități

Conductele metalice se folosesc în domeniul amenajărilor hidroenergetice, în alimentări cu apă și canalizări, la sistemele de irigații și drenaj, fiind indicate în special pentru presiuni mari. La uzinele hidroelectrice domeniul predominant de aplicare al conductelor metalice este cel al conductelor forțate.

Conductele sînt formate din tuburi, executate în fabrică sau pe șantier și îmbinate la locul de montaj. Traseul conductelor este în general frînt, adaptîndu-se la condițiile topografice și geologice. În punctele de frîngere, în plan vertical sau orizontal, se prevăd masive de ancoraj. Între masivele de ancoraj conductele reazemă pe suporți, dispuși la distanțe egale cu lungimea virolelor sau cu un multiplu al acesteia.

În funcție de mărimea debitului conductele pot fi formate din unul sau mai multe fire. Tendința actuală este de a realiza conducte cu un singur fir, chiar la debite importante. În acest sens, în ultimul timp s-au construit conducte cu diametre foarte mari.

În funcție de poziția față de teren, conductele pot fi îngropate sau descoperite. Construcția de conducte îngropate este avantajoasă prin faptul că umplutura de pămînt asigură izolația împotriva variațiilor de temperatură și a înghețului. La diametre mari însă, realizarea conductei îngropate nu mai este avantajoasă economic. Un alt dezavantaj este faptul că umplutura împiedică controlul comportării conductei în timp și îngreuiază lucrările de întreținere și reparații. În ultimul timp conductele importante se execută descoperite, luîndu-se măsuri pentru evitarea înghețului în exploatare.

2. Exemplificări

În figura 15—1 este prezentată în plan și elevație conducta forțată a uzinei hidroelectrice *Bicaz*. Conducta are două fire, cu cusături sudate, cu diametrul variind între 4 200 și 3 800 mm. Două masive de beton realizează ancorarea conductelor. Primul masiv este adiacent casei vanelor, iar al doilea este amplasat la baza versantului, unde conducta face un cot în spațiu cu o deviere în plan de 10°. În partea aeriană conductele sînt rezemate pe șei din beton, prin intermediul unor aparate de reazem basculante.

La uzina hidroelectrică *Sadu V* conducta forțată are un singur fir, cu un diametru variabil de la 1 500 la 1 200 mm (fig. 15—2). Ancorarea conductei de teren se face prin zece masive de beton. Pe primele șase tronsoane conducta se sprijină pe un pat continuu de beton. Înclinarea conductei fiind aici sub 26°,

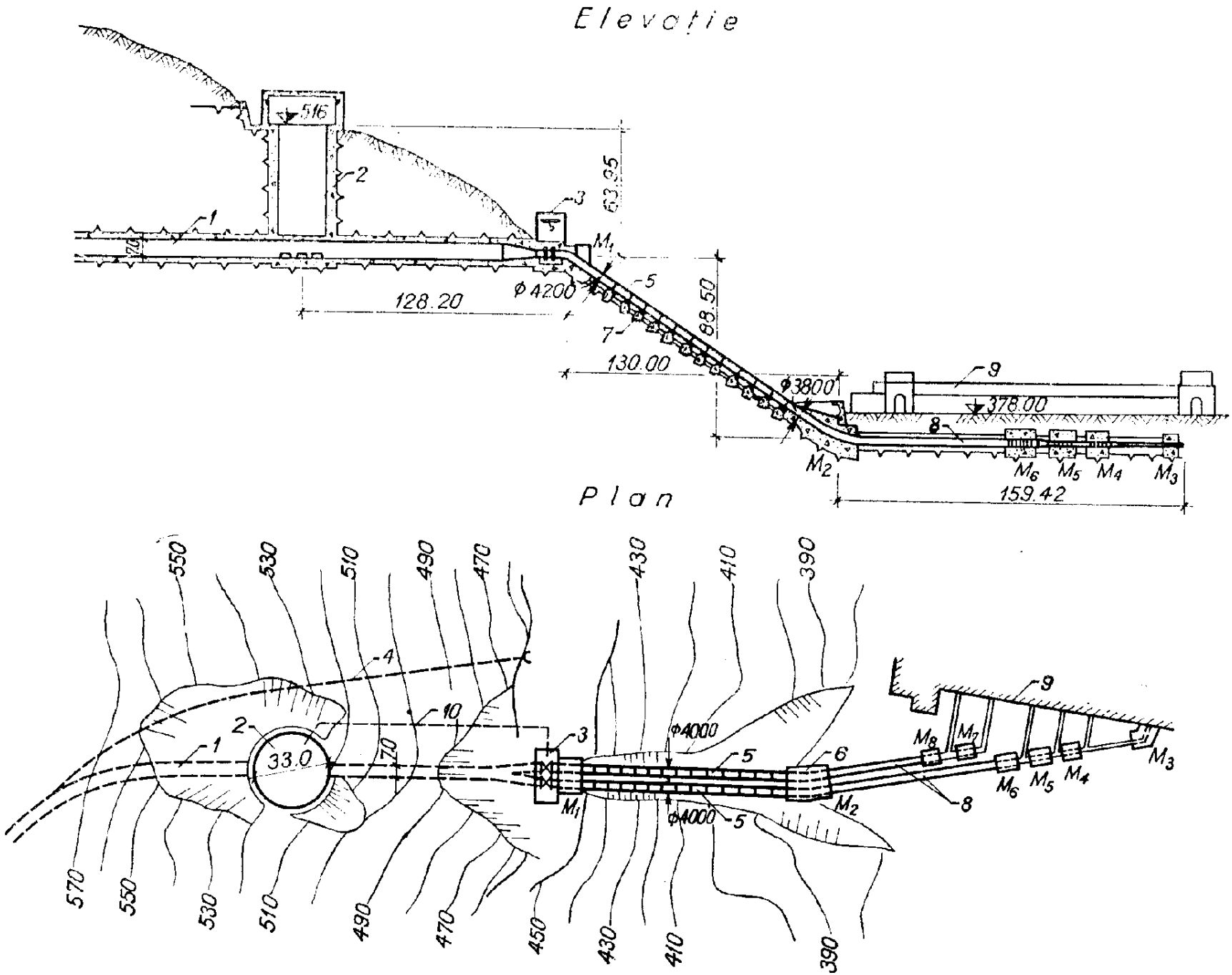


Fig. 15-1. Conducta forțată de la U.H. Bicaz:

1 — galerie de aducțiune; *2* — castel de echilibru; *3* — casă de vane; *4* — galerie de atac; *5* — conducte metalice; *6* — masiv de ancoraj; *7* — reazem intermediar; *8* — distribuitor; *9* — centrală; *10* — conductă de aerisire.

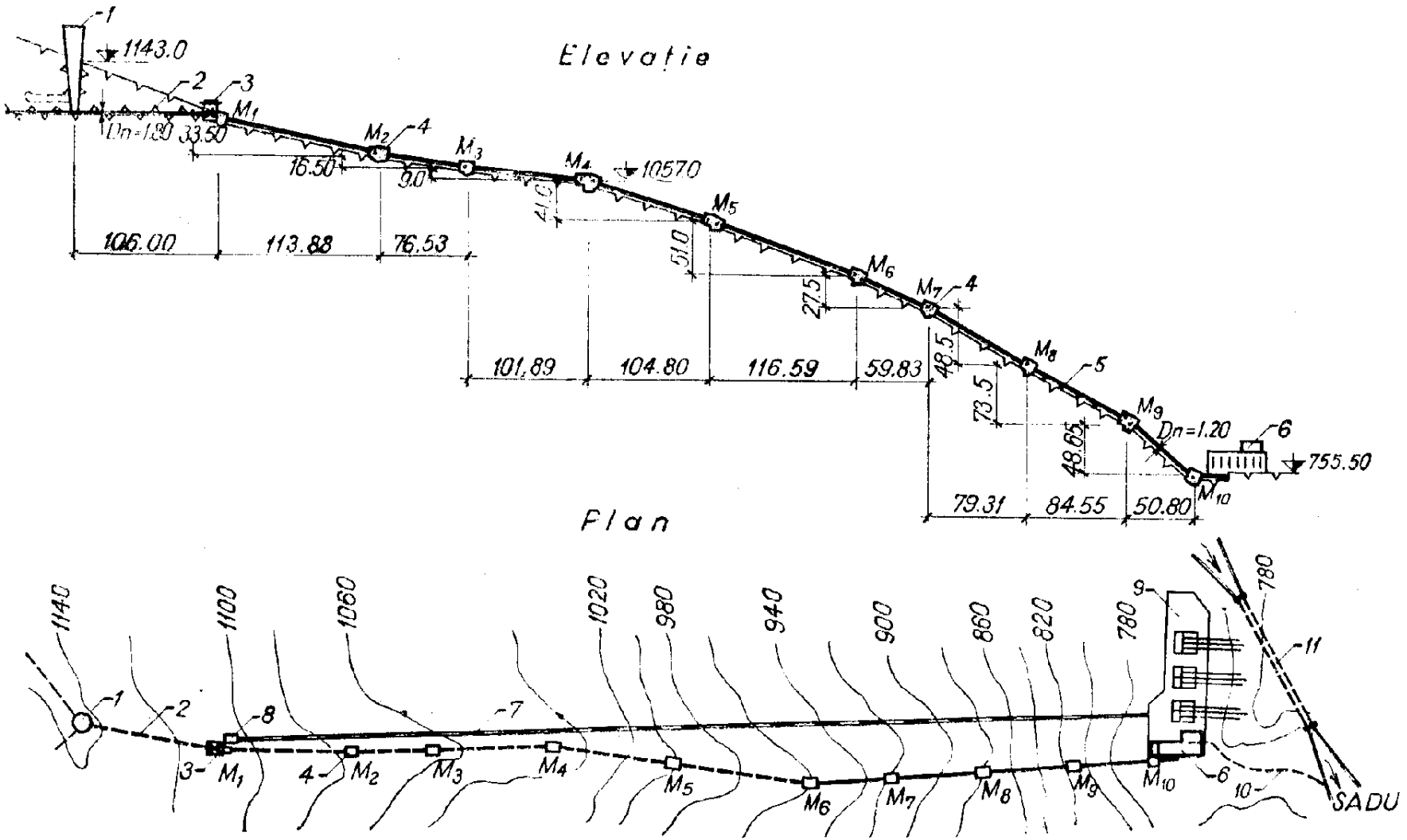


Fig. 15-2. Conducta forțată de la U.H. Sadu V:

1 — castel de echilibru; *2* — galerie forțată; *3* — casă de vane; *4* — masiv de ancoraj; *5* — reazem intermediar; *6* — centrală; *7* — plan înclinat; *8* — troliu; *9* — platforma transformatoarelor; *10* — canal de fugă; *11* — galerie de deviere.

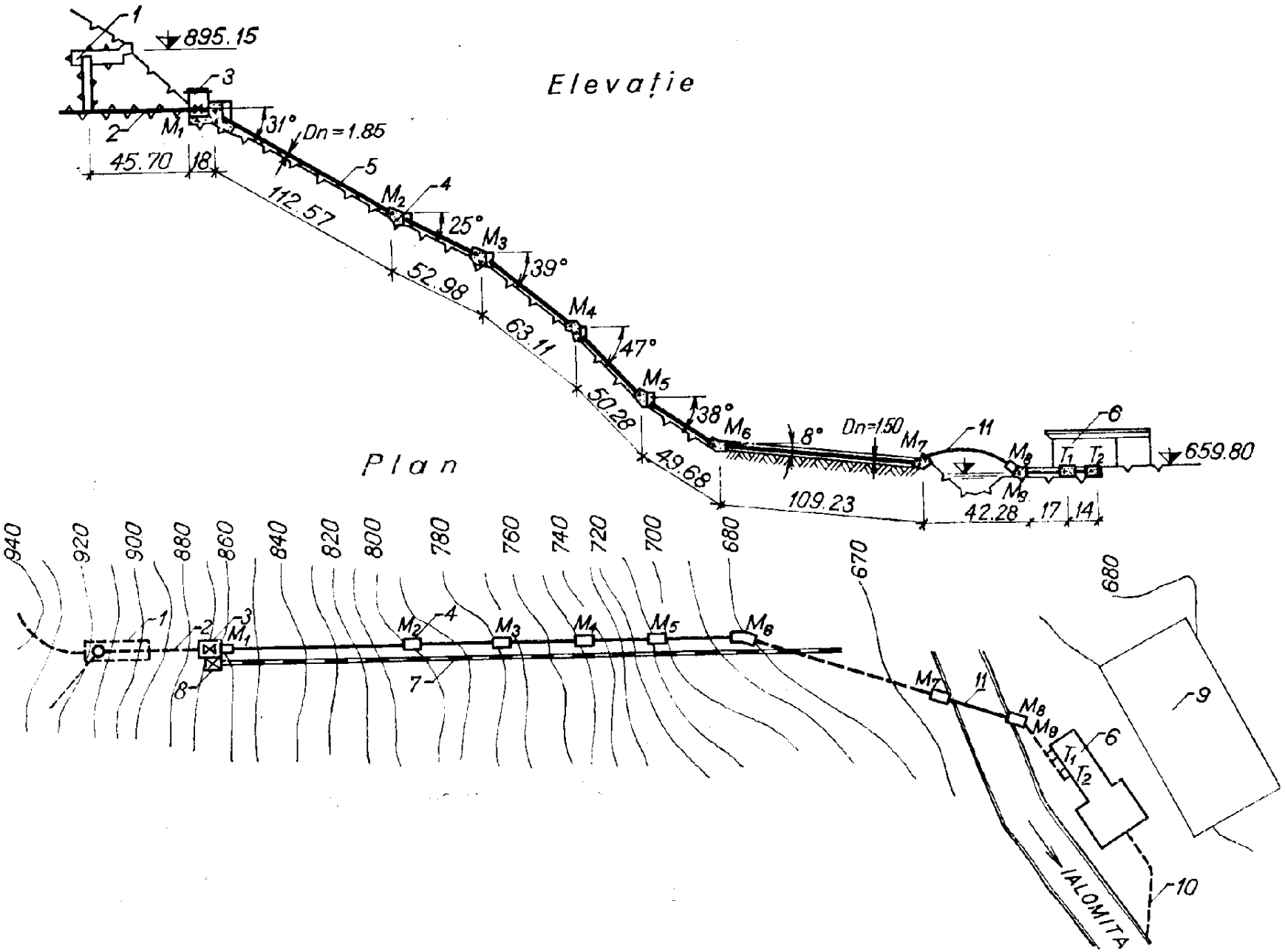


Fig. 15-3. Conducta forțată de la U.H. Moroeni:

1 — castel de echilibru; *2* — galerie forțată; *3* — casă de vane; *4* — masiv de ancoraj; *5* — reazem intermediar; *6* — centrală; *7* — plan înclinat; *8* — troliu; *9* — platforma transformatoarelor; *10* — canal de fugă; *11* — traversare aeriană.

izolarea termică între masivele M_1 şi M_6 s-a realizat prin acoperirea conductei cu un strat de 1 m de pămînt. Între masivele M_7 şi M_{10} conducta se sprijină pe socluri de beton dispuse la 12,0 m distanţă. După masivul M_{10} urmează distribuitorul.

În figura 15—3 este prezentată conducta forţată a uzinei hidroelectrice *Moroeni*. Această conductă, într-un singur fir, este aşezată într-o tranşee deschisă. Grosimea mare a deluviului la baza versantului a impus unghiul spre aval şi traversarea aeriană peste Ialomiţa. Masivele pentru ancorajul conductei sînt în număr de nouă, marcînd schimbarea de pantă în profil şi încastrările pentru traversare (M_7 şi M_8). Între masive conducta reazemă pe 31 şei de beton. Paralel cu conducta forţată a fost pozat planul înclinat.

§ 2. TUBURI DE DIFERITE TIPURI

3. Tuburi de fontă

Tuburile de fontă se folosesc pentru conductele de canalizare, mai puţin în alimentări cu apă şi niciodată în amenajările hidroelectrice. Ele se execută în general cu mufe, au lungimi pînă la 4,0 m şi diametre pînă la 1,20 m. În cazuri speciale diametrele pot fi mai mari. Turnarea se face în poziţie verticală pentru a asigura o grosime constantă a pereţilor.

Principalul avantaj al acestor conducte constă în faptul că tuburile au o rezistenţă anticorosivă naturală, datorită conţinutului mare de carbon al fontei. În schimb ele sînt sensibile la şocurile ce se produc la manipulări şi la suprapresiunile dinamice din exploatare. Au rezistenţă redusă la întindere şi încovoiere (sub 300 kg/cm^2) şi, din această cauză, greutate mare datorită grosimii mari a peretelui. Un alt dezavantaj constă şi în numărul mare de rosturi din cauza lungimii reduse a tuburilor.

4. Tuburi de oţel

Caracteristicile tuburilor de oţel s-au îmbunătăţit mult în ultima perioadă datorită progreselor mari din domeniul tehnologiei oţelului. În figura 15—4 se prezintă evoluţia în timp a grosimii tolelor folosite la confecţionarea conductelor de presiune ca şi a produsului caracteristic $H\,D$ (H — presiunea, în t/m^2 şi D — diametrul, în m), care arată că în ultimii 20 de ani acest indicator aproape s-a dublat.

Pentru tuburile laminate se folosesc oţeluri semidure cu rezistenţa la întindere pînă la 6 500 kg/cm^2 şi alungirea la rupere de 15 ... 18%. Virolele executate din table laminate folosesc oţeluri de fuziune cu rezistenţa la întindere de 3 400 ... 4 500 kg/cm^2 şi în ultima vreme chiar pînă la 7 000 kg/cm^2. Limita lor de curgere

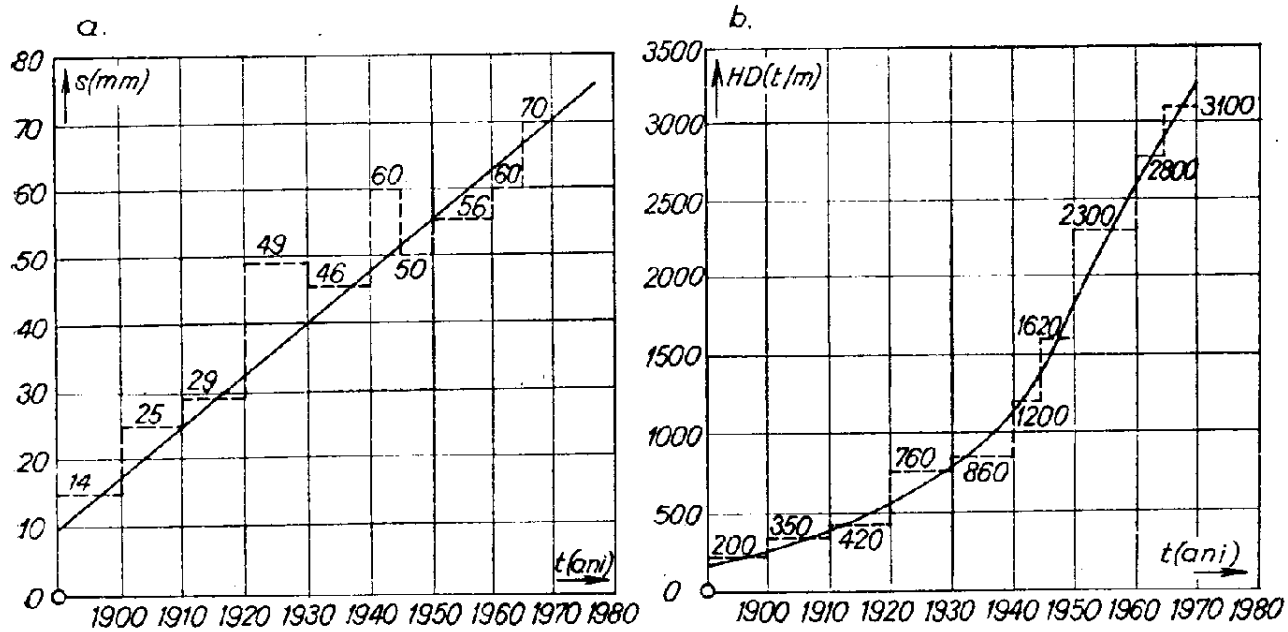


Fig. 15-4. Evoluția în timp a caracteristicilor conductelor forțate:
a — variatia grosimii tolelor; *b* — variația produsului *HD*.

este de 50 ... 55% din această valoare, iar alungirea la rupere este de 22 ... 25%. La oțelurile folosite pentru construcția conductelor forțate moderne a crescut mult raportul dintre limita elastică și rezistența la rupere prin întindere, tinzîndu-se spre un raport de 0,85 [1].

Virolele nituite și sudate se execută în fabrici sau pe șantier din table laminate, curbarea făcîndu-se la rece, pentru un raport între diametrul tubului și grosimea lui $D/s \geqslant 100$, și la cald, pentru un raport $D/s < 100$. Îmbinarea longitudinală a tablelor curbate se face în general în fabrică deoarece, fiind supusă eforturilor provenite din presiunea interioară a apei, necesită o execuție exactă și îngrijită. Îmbinările transversale dintre virole se realizează pe șantier [2].

5. Tuburi laminate

Tuburile laminate, sau trase, se execută în fabrică cu diametre pînă la 600 mm și grosimi de peste 6 ... 30 mm. Lungimea lor ajunge pînă la 12,0 m.

6. Tuburi nituite

Tuburile nituite se folosesc mai rar în prezent și numai la conducte de presiune mică și mijlocie. Diametrul minim este de 600 mm. În funcție de solicitare și de grosimea tablei niturile se dispun pe șiruri simple, duble sau triple. Cusăturile se realizează cu petrecere simplă, cu eclisă simplă, sau cu eclisă dublă.

Greutatea moartă a petrecerilor, ecliselor şi niturilor reprezintă 15 ... 30% din greutatea teoretică a conductei corespunzătoare diametrului şi grosimii de calcul. Grosimea minimă a unei conducte nituite este de 5 ... 7 mm şi rezultă din condiţia de a se putea ştemui cusăturile pentru asigurarea etanşeităţii. Grosimea maximă este de 30 mm, iar în unele cazuri se poate ajunge şi la 40 mm [3]. Un sistem special de nituire, folosit la conductele cu diametru mic, este cel spiral; asigurînd o bună rigiditate el este în acelaşi timp şi economic.

În exploatare conductele nituite produc pierderi de sarcină mari, datorită proeminenţelor niturilor şi marginilor tablei.

7. Tuburi sudate

Tuburile sudate se folosesc la presiuni oricît de mari şi au în acelaşi timp o serie de avantaje faţă de tuburile nituite. Ele utilizează mai raţional materialul, produc pierderi de sarcină mai mici, au o grosime mai redusă a pereţilor şi permit aplicarea comodă a vopselei de protecţie. Diametrul minim este de 300 mm la tuburile cu flanşe şi de 350 mm la tuburile cu mufe. Grosimea minimă a pereţilor este de 3 ... 5 mm, iar grosimea maximă este de 40 mm, în cazul sudării pe şantier, şi de 80 mm, în cazul sudării în fabrică [2].

Modurile în care se pot realiza cusăturile sudate sînt prezentate în figura 15—5. La executarea cusăturilor se poate folosi unul din următoarele procedee:

— sudură autogenă, care este indicată pentru cusăturile circulare cap la cap sau cu teşitură; se aplică la tuburi cu pereţi de grosime redusă şi pentru diametre mici; notînd cu H presiunea maximă din conductă, în t/m^2, şi D diametrul conductei, în m, relaţia de limitare este $HD \leqslant 80$ t/m;

— sudura electrică, care se aplică la tuburi cu presiune mai mare, fiind mai economică decît sudura autogenă;

— sudura cu gaz de apă, care se aplică exclusiv la execuţia în fabrică, pentru a asigura compensarea eforturilor secundare mari la încălzirea şi răcirea metalului;

— sudura în atmosferă gazoasă, care este un procedeu tehnic foarte bun, introdus recent, dar deocamdată costisitor [4].

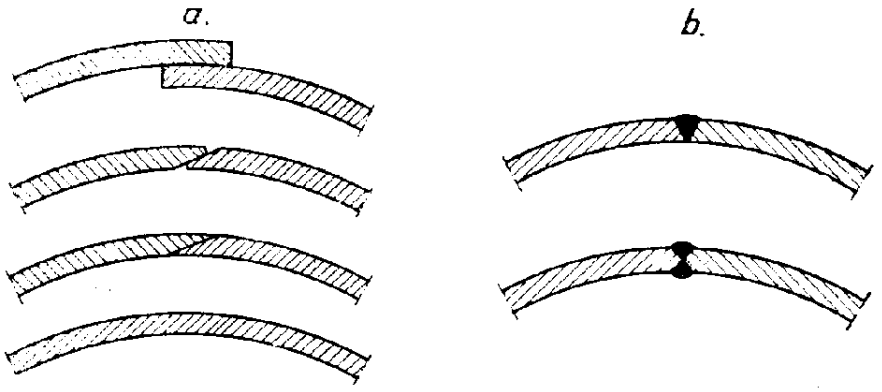


Fig. 15-5. Tipuri de cusături sudate:
a — cu gaz de apă (faze tehnologice); *b* — prin sudură autogenă.

Pentru sudurile executate manual se folosesc numai electrozi cu înveliș bazic, obținîndu-se rezistențe de 4 500 ... 8 000 kg/cm². În sudura automată sub pulbere se ajunge chiar la rezistențe de 9 000 kg/cm². Materialele de sudură trebuie să satisfacă nu numai condițiile unei rezistențe înalte ci să și asigure la temperaturi joase nefisurabilitatea și o reziliență suficientă.

8. Tuburi fretate

Tuburile fretate sînt mult utilizate în ultima vreme pentru conductele forțate de diametru mare, supuse la presiuni mari. Principiul tuburilor fretate [4] constă în aplicarea la exteriorul tubului a unor frete (inele) de oțel pretensionat, care preiau o parte din eforturile de întindere produse de presiunea interioară a apei (fig. 15—6). Prin această metodă se poate reduce la circa o treime grosimea peretelui conductei și la circa două treimi greutatea conductei. Limita de aplicabilitate a conductelor fretate, exprimată prin același indicator de mai înainte, ajunge la $HD = 540$ t/m. La tuburile fretate se folosesc, pentru tuburile propriu-zise oțeluri cu rezistența la întindere de circa 5 000 kg/cm², iar pentru frete oțeluri călite cu rezistența la întindere de circa 10 000 kg/cm².

Avantajele tuburilor fretate sînt [5]:

— transport și montaj mai ușor datorită reducerii greutății;

— coeficient de siguranță mai mare, deoarece cedarea unei frete nu atrage distrugerea celorlalte;

— sudabilitate mai ușoară, datorită grosimii mai reduse a pereților;

— claritate în comportamentul static; fretele sînt elemente static determinate supuse numai la eforturi inelare și neafectate de forțele longitudinale, care se transmit numai peretelui conductei;

— reducerea cu circa 70% a timpului de execuție al sudurilor pe șantier.

Ca execuție tuburile fretate se pot confecționa la cald sau la rece.

Tuburile fretate la cald (fig. 15—6, *a*) necesită: fabricarea tuburilor propriu-zise cu o mare exactitate ca dimensiuni; marcarea pe suprafața exterioară a poziției fretelor și măsurarea lungimii reale a circumferinței în dreptul acestor marcaje; execuția fretelor inelare prin tăierea din blocuri de oțel încălzite într-un cuptor special, pînă la temperatura de forjare, și apoi aplatisarea, fasonarea la o presă,

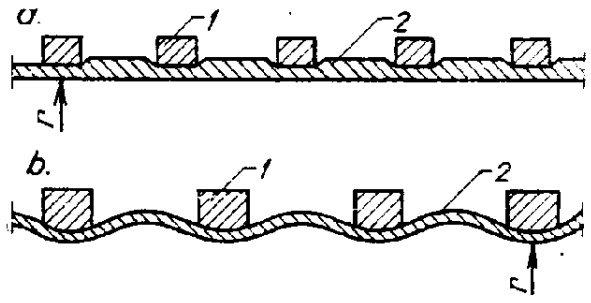


Fig. 15-6. Conductă fretată:
a — la cald; *b* — la rece; *1* — bandaj metalic; *2* — tola conductei.

laminarea într-un laminor circular şi în final calibrarea la cald pînă la un diametru cu circa 1% mai mic decît cel definitiv. Urmează apoi călirea şi recoacerea fretelor, urmată de o calibrare la rece, cu o toleranţă de $\pm$ 0,5 mm la circumferinţa interioară. Ultima fază constă în încălzirea fretelor la o temperatură de 400°C şi aplicarea lor pe tuburi.

Prin răcire fretele se contractă şi strîng tuburile, realizînd astfel efectul urmărit. Rezistenţa la rupere prin întindere a fretelor trebuie să corespundă unei alungiri care să fie mai mică decît cea corespunzătoare aceleiaşi rezistenţe a peretelui tubului. În acest fel, cînd presiunea apei în conductă creşte, la limită vor ceda fretele înainte ca efortul unitar din peretele conductei să ajungă la valoarea limită de rupere.

Tuburile fretate la rece (fig. 15—6, *b*) au tuburile propriu-zise fabricate dintr-un oţel cu rezistenţă medie la întindere, iar fretele sînt realizate din oţel de înaltă rezistenţă. Execuţia lor necesită: fabricarea tuburilor propriu-zise; laminarea fretelor la un diametru care să corespundă aplicării lor uşoare pe peretele tubului; realizarea unei presiuni hidrostatice în interiorul tubului astfel ca peretele acestuia să sufere o deformaţie plastică şi să ajungă în contact cu fretele; ridicarea presiunii interioare pînă ce fretele sînt supuse la astfel de eforturi de întindere încît, după ce are loc revenirea după deformaţie, să apară efectul de strîngere dorit (procesul poartă numele de autofretare).

Deosebirea esenţială între tuburile fretate la cald şi cele fretate la rece constă în faptul că materialul unui tub fretat la cald rămîne întotdeauna în domeniul elastic, în timp ce peretele unui tub fretat la rece suferă o deformaţie plastică remanentă.

§ 3. ÎMBINĂRILE TUBURILOR

9. Îmbinări prin sudură

Acest procedeu este în prezent cel mai mult utilizat la execuţia conductelor de orice presiune şi orice diametru. Calitatea îmbinării depinde în mare măsură de calificarea şi conştiinciozitatea manoperei, ca şi de condiţiile atmosferice. Se impune un control riguros al îmbinărilor executate. Spre exemplu normele sovietice [6] impun ca cel puţin 20% din totalitatea sudurilor executate să fie controlate roentgenometric.

10. Îmbinări cu mufe

Acest tip de îmbinare se foloseşte la presiuni mici şi mijlocii. Are avantajul că asigură posibilitatea de deplasare longitudinală a conductei. Mufele sînt simple sau îngroşate la exterior prin sudarea unei tole profilate sau a unui inel (fig. 15—7, *a*, *b*).

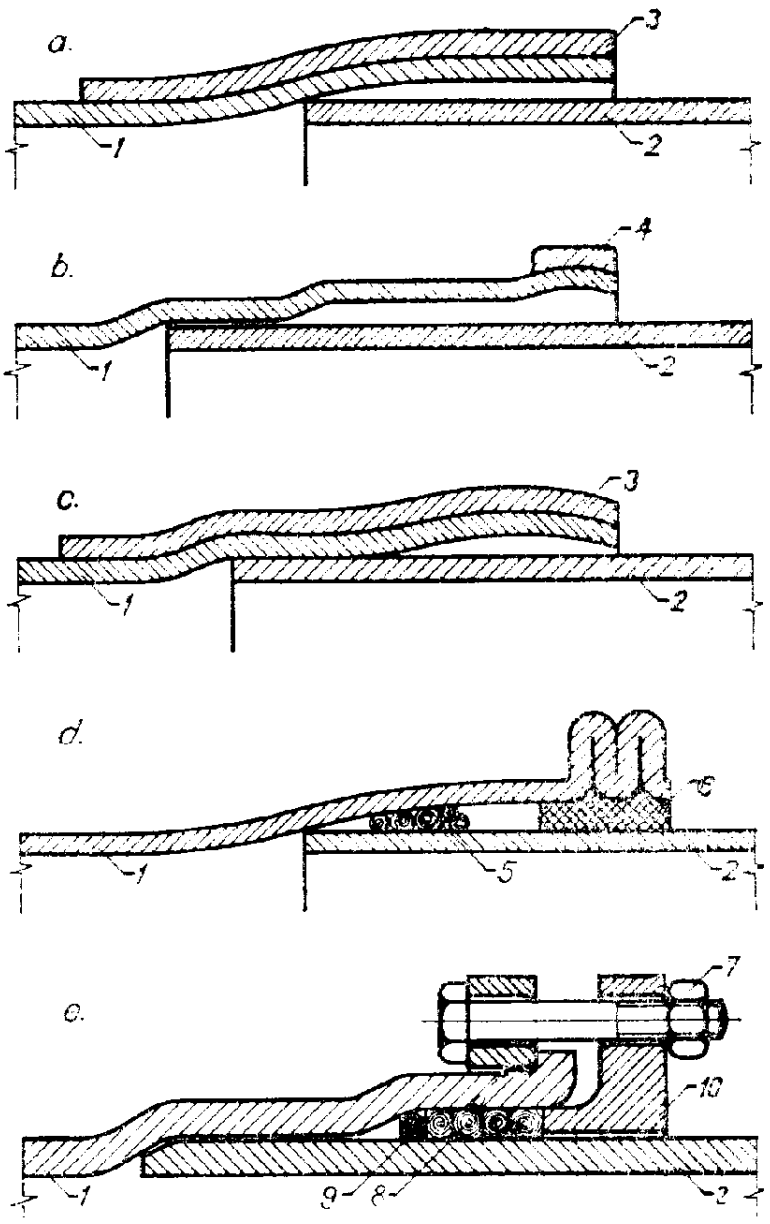


Fig. 15-7. Îmbinări cu mufe:

a — îngroșate la exterior cu tolă; *b* — îngroșate la exterior cu inel de rigidizare; *c* — profilate pentru ghidarea tubului; *d* — cu margini întoarse; *e* — prevăzute cu flanșe; *1* — capăt cu mufă; *2* — capăt fără mufă; *3* — tolă profilată; *4* — inel de rigidizare; *5* — cînepă ștemuită; *6* — plumb topit; *7* — bulon; *8* — cînepă; *9* — inel de cauciuc; *10* — piesă de strîngere.

La interior mufa poate fi profilată în mod special [7], pentru ghidarea ușoară a porțiunii drepte a tubului adiacent (fig. 15—7, *c*).

Mufele trebuie să fie suficient de rigide pentru a permite ștemuirea garniturii de etanșare care se confecționează din cauciuc, din funie de cînepă sau din inele de plumb. Pentru sporirea rigidității, marginile mufei sînt în unele cazuri întoarse (fig. 15—7, *d*). Din acest punct de vedere o etanșare mai sigură se obține la îmbinările cu mufă și flanșe (fig. 15—7, *e*), care asigură și presarea garniturilor.

11. Îmbinări nituite

Îmbinările cu mufe nituite s-au utilizat aproape la toate conductele executate în trecut. Îmbinarea este adecvată pentru orice presiuni și chiar pentru diametre mari. Niturile se pot prevedea pe unul, două sau trei rînduri, mergînd pînă la grosimi ale tablei de 6 ... 40 mm (fig. 15—8). Dezavantajul constă în consum relativ mare de metal și execuția greoaie.

12. Îmbinări cu eclise

Tuburile sînt apropiate cap la cap, iar solidarizarea se face cu eclise nituite (fig. 15—9, *a*), sau glisante (fig. 15—9, *b*). Eclisele glisante dau posibilitatea de deplasare longitudinală, transversală și chiar de rotire. Ele sînt îmbinări adecvate pentru pozarea conductelor în terenuri tasabile sau cu deplasări.

13. Îmbinări cu flanșe

Acest sistem de îmbinare permite o asamblare rapidă și ușoară a tuburilor, însă comportă un cost mai ridicat. Flanșele adiacente sînt solidarizate prin buloane.

La conductele care au pereții de grosime redusă flanșele pot fi sudate de conductă (fig. 15—10, *a*), fiind în contact pe întreaga suprafață cu garnitura de etanșare din carton bitumat sau cauciuc. Flanșele se pot realiza și din profile corniere, sudate de tuburi, etanșate cu funie de cînepă impregnată cu ceară (fig. 15—10, *b*).

O altă modalitate de realizare constă în flanșe care fac corp comun cu tuburile, fără însă a fi în contact între ele pe întreaga suprafață. Garnitura de etanșare este în acest caz prevăzută într-un locaș special (fig. 15—10, *c*).

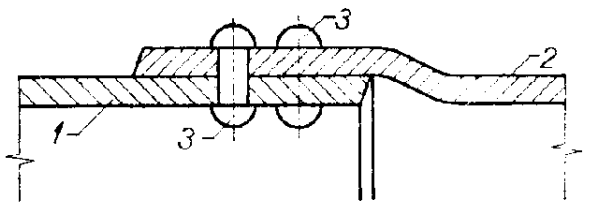


Fig. 15-8. Îmbinare nituită simplă:
1 — virolă amonte; *2* — virolă aval; *3* — nit.

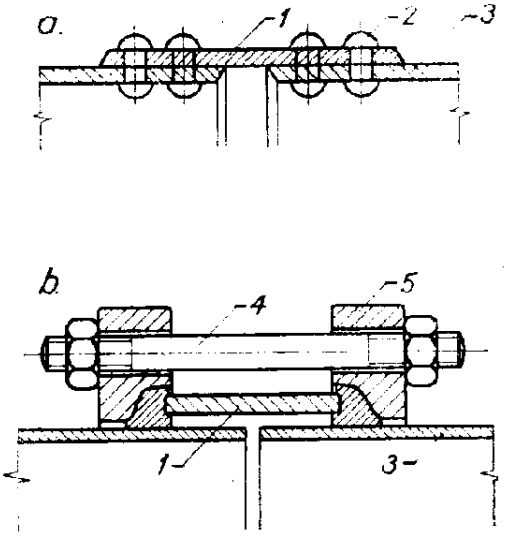


Fig. 15-9. Îmbinări cu eclise:
a — nituite; *b* — glisante; *1* — eclisă; *2* — nit; *3* — virolă; *4* — bulon de strîngere; *5* — inel rigid.

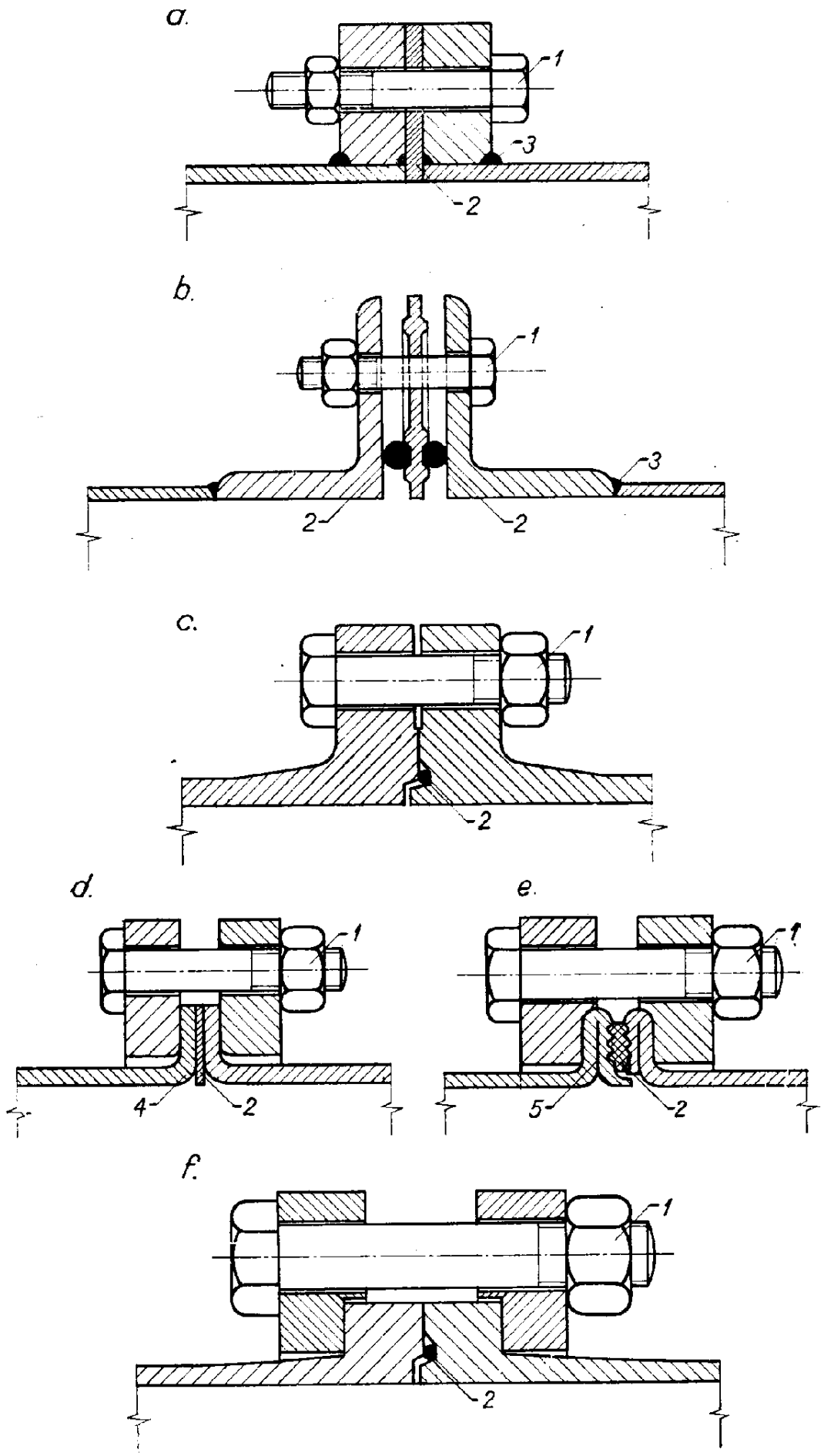


Fig. 15-10. Îmbinări cu flanșe:

a — sudate de conductă; *b* — realizate din profil cornier; *c* — cu locaș de garnitură; *d* — independente la tuburi cu margini îndoite; *e* — independente la tuburi cu margini dublu îndoite; *f* — independente la tuburi cu margini rigidizate; *1* — bulon de strîngere; *2* — etanșare; *3* — sudură; *4* — îndoire simplă; *5* — îndoire dublă.

Dacă marginile tuburilor sînt îndoite, flanşele sînt independente de tuburi şi reazemă pe aceste margini, presîndu-le pe garnitura introdusă între ele (fig. 15—10, *d*). O îmbinare de acest tip, mai sigură dar mai complicată, se realizează cînd marginile tuburilor sînt dublu îndoite (fig. 15—10, *e*).

O îmbinare adecvată pentru orice presiune şi grosime de perete se realizează dacă la extremităţile tuburilor se sudează nişte proeminenţe inelare pe care se strîng flanşele independente (fig. 15—10, *f*). Garniturile de etanşare sînt prinse într-un locaş special.

14. Manşoane de dilataţie

Manşoanele de dilataţie sînt dispozitive prevăzute pe conductele metalice pentru a elimina apariţia de eforturi din variaţiile de temperatură. Ele pot fi glisante sau elastice.

Manşoanele glisante asigură posibilitatea de deplasare longitudinală la creşteri şi scăderi de temperatură, prin alunecarea relativă a extremităţilor celor două tronsoane (fig. 15—11). Pentru etanşare se poate folosi cauciuc, cîlţi impregnaţi cu unsoare, funie de cînepă cu miez de cauciuc, funie de azbest cu cauciuc, garnituri de piele şi bronz [6].

Manşoanele elastice sînt indicate la presiuni mici şi diametre mari de conductă. Plăcile elastice ale manşonului permit deplasarea longitudinală a celor două tronsoane adiacente ale conductei (fig. 15—12). În regiunile cu climă rece aceste manşoane trebuie încălzite pentru a se evita îngheţarea apei între plăcile elastice. Datorită formei lor, manşoanele elastice se mai numesc şi manşoane lenticulare [8].

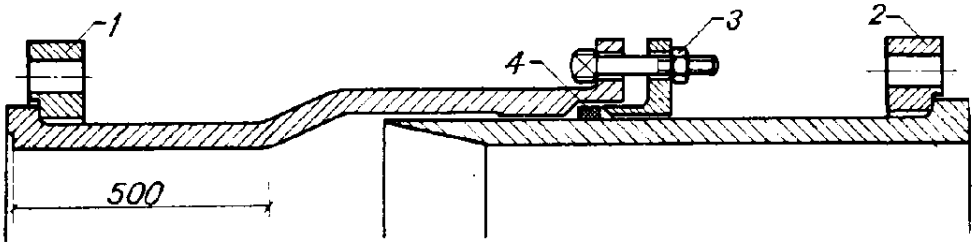


Fig. 15-11. Manşon de dilataţie glisant:
1 — flanşă amonte; *2* — flanşă aval; *3* — bulon de strîngere; *4* — etanşare.

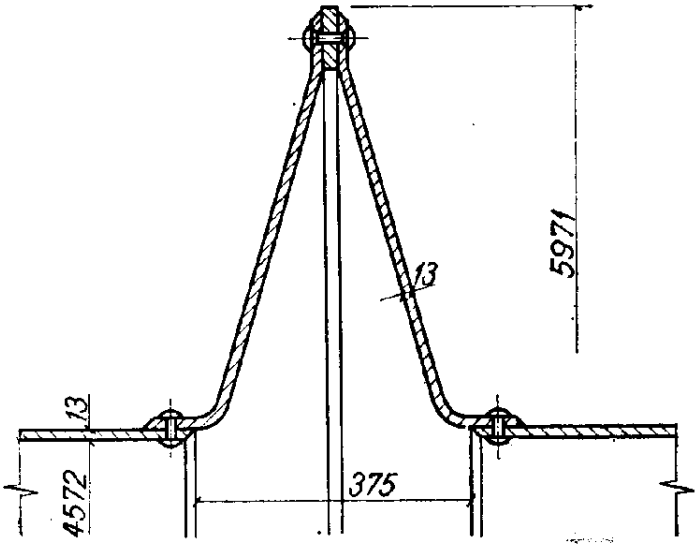


Fig. 15-12. Manşon de dilataţie elastic.

§ 4. REZEMAREA CONDUCTELOR

15. Sisteme de rezemare

Ansamblul unei conducte forțate metalice poate avea trei sisteme principale de rezemare.

— Toate schimbările de direcție (coturile), în plan vertical sau orizontal, sînt încastrate în masive de ancoraj, între care conducta are un traseu rectiliniu. Încastrările extremităților tronsoanelor nu permit deplasări ale conductei provocate de variațiile de temperatură și deci în conductă apar eforturi mari care se transmit masivelor de ancoraj (fig. 15—13, *a*). Sistemul nu este recomandabil deoarece masivele sînt foarte solicitate și pentru a fi stabile trebuie să fie excesiv de grele.

— Toate schimbările de direcție (coturile) sînt încastrate în masive de ancoraj, însă pe fiecare tronson se prevede un manșon de dilatație care elimină eforturile produse de variațiile de temperatură (fig. 15—13, *b*, *c*, *d*). Dintre diferitele tipuri, sistemul cel mai des aplicat în practică este cel cu manșoane de dilatație dispuse în aval de masive.

— Toate schimbările de direcție (coturile) sînt încastrate în masive de ancoraj. Între două masive succesive însă, conducta formează o curbă, a cărei variație de curbură permite preluarea deformațiilor produse de variațiile de temperatură cu eforturi mult mai reduse (fig. 15—13, *e*). Eforturile sînt cu atît mai mici cu cît săgeata curbei este mai mare. Masivele de ancoraj sînt mai reduse ca volum dar execuția este mai pretențioasă și mai dificilă.

16. Masive de ancoraj

Masivele de ancoraj sînt blocuri de beton în care se încastrează conducta la punctele de frîngere ale traseului în plan sau în elevație. Distanța dintre masive se ia de 50 ... 100 ori diametrul, fără a depăși în mod curent 150 ... 175 m, pentru a nu se produce forțe și deplasări longitudinale prea mari. În unele situații s-a ajuns însă la distanțe de 300 m.

Forma și lungimea masivului rezultă din lungimea cotului conductei. Lățimea lui depinde de diametrul conductei, iar în cazul conductelor cu mai multe fire, și de distanța dintre conducte. În aceste situații forma masivului de ancoraj poate rezulta mult mai complicată [7] (fig. 15—14).

Masivele de ancoraj sînt de două tipuri: masive de tip închis (fig. 15—15, *a*), la care conducta este complet înglobată în beton și masive de tip deschis (fig. 15—15, *b*), la care conducta este fixată la partea inferioară cu ancore, dar nu este propriu-zis încastrată. Uzuale sînt masivele închise, deși masivele de tip deschis au avantajul că permit accesul la conductă pentru reparații, vopsire și control. Pentru economie de material, masivele de ancoraj pot fi evidate [9] sau prevăzute cu gol interior umplut cu pietriș [3] (fig. 15—16).

Dacă masivul nu este solicitat de eforturi de întindere în nici o ipoteză de încărcare, el se poate executa din beton simplu sau din zidărie de piatră cu mortar de ciment. În mod curent masivele se execută din beton marca B 100 ... B 150. Dacă apar eforturi de întindere se utilizează beton armat de marcă B 150 ... B 200.

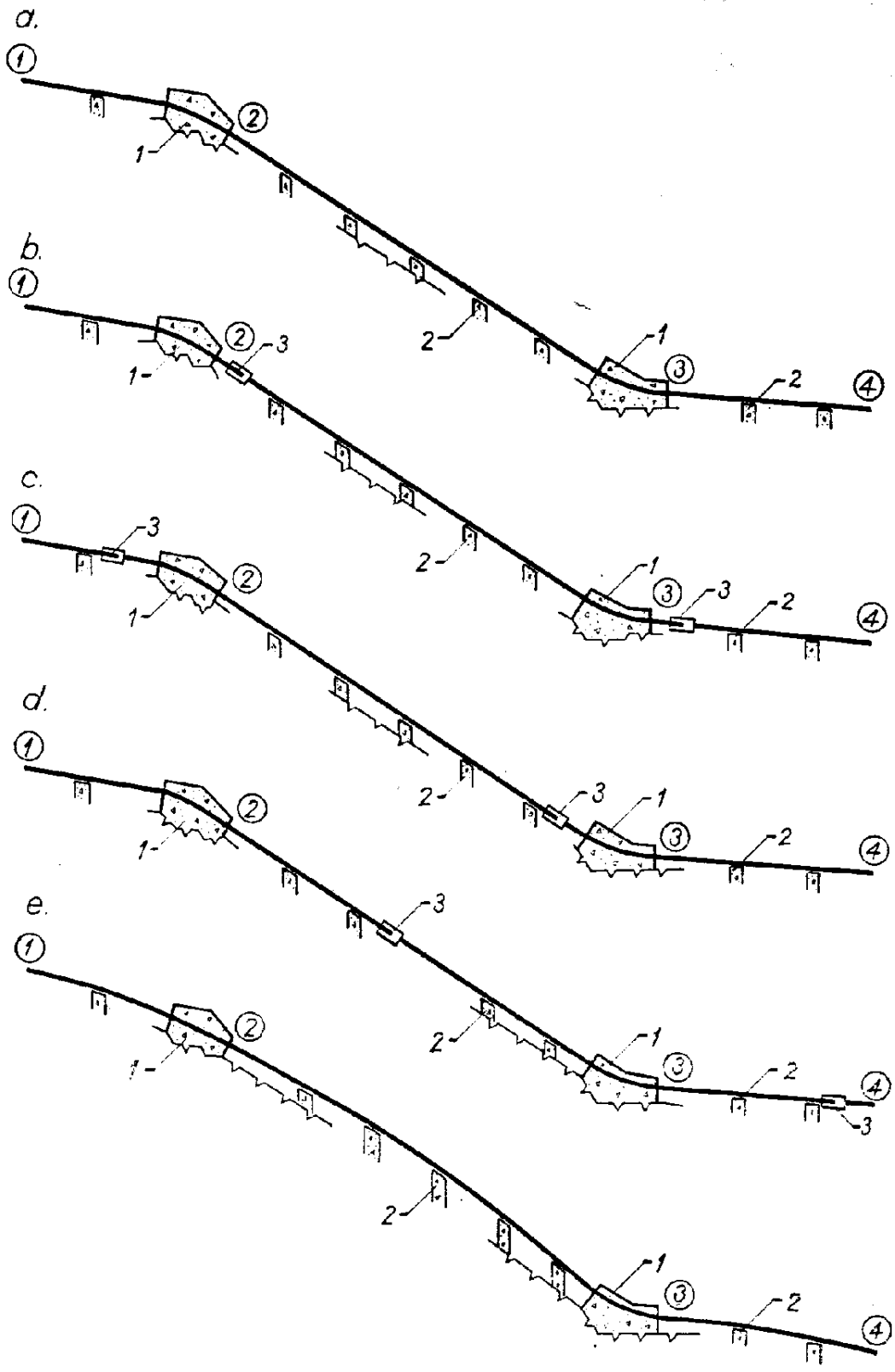


Fig. 15-13. Sisteme de rezemare a conductelor:

a — prin încastrare în masivele de ancoraj; *b* — cu manşoane aval de masive; *c* — cu manşoane amonte de masive; *d* — cu manşoane la mijlocul tronsoanelor; *e* — cu traseu curb între masive; *1* — masiv de ancoraj; *2* — reazem intermediar; *3* — manşon de dilataţie.

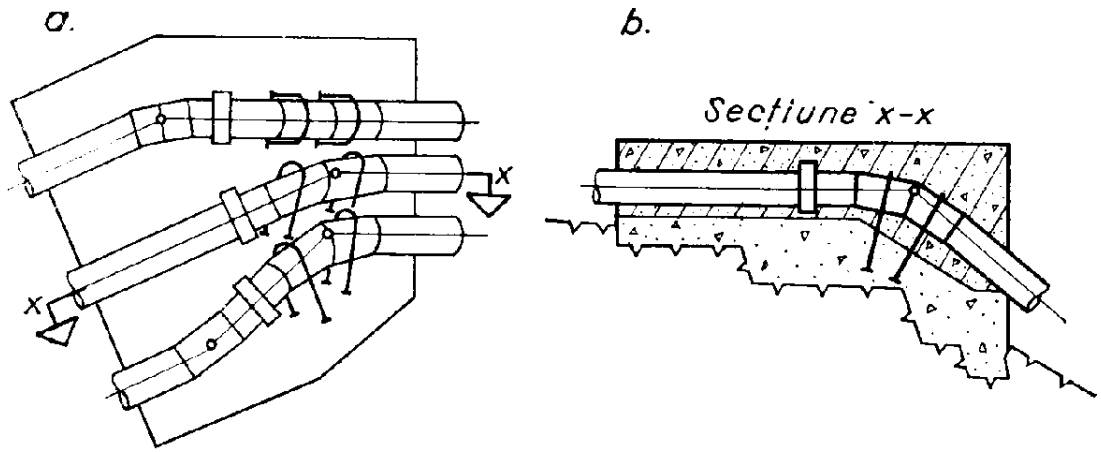


Fig. 15-14. Masiv de ancoraj la conducte cu mai multe fire:
a — vedere în plan a primei faze de betonare; *b* — secțiune în lungul conductei.

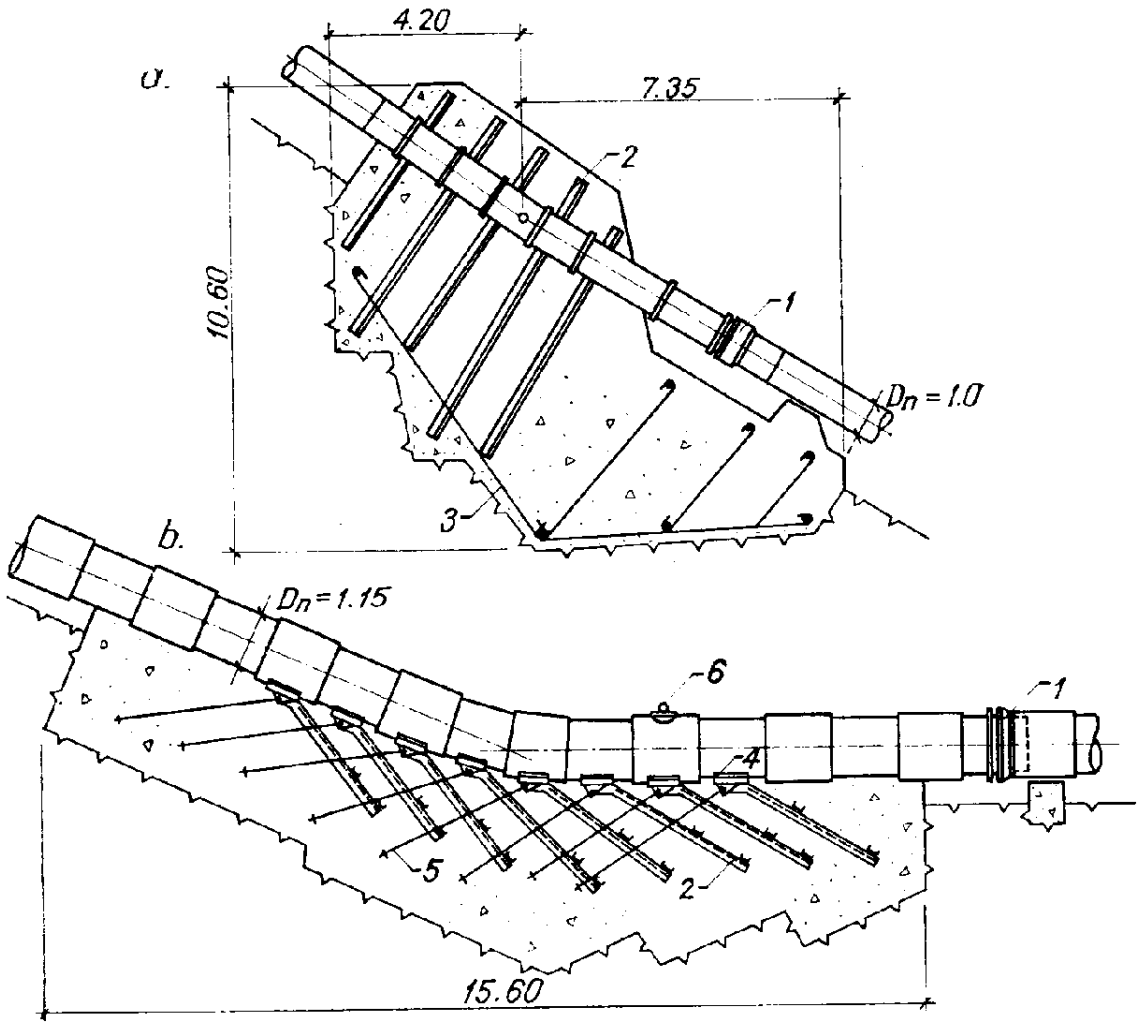


Fig. 15-15. Tipuri de masive de ancoraj:
a — cu conducta înglobată în beton; *b* — cu conducta fixată prin ancore; *1* — manșon de dilatație; *2* — profil laminat; *3* — armătură; *4* — profil sudat de conductă; *5* — ancoraj; *6* — capac de vizitare.

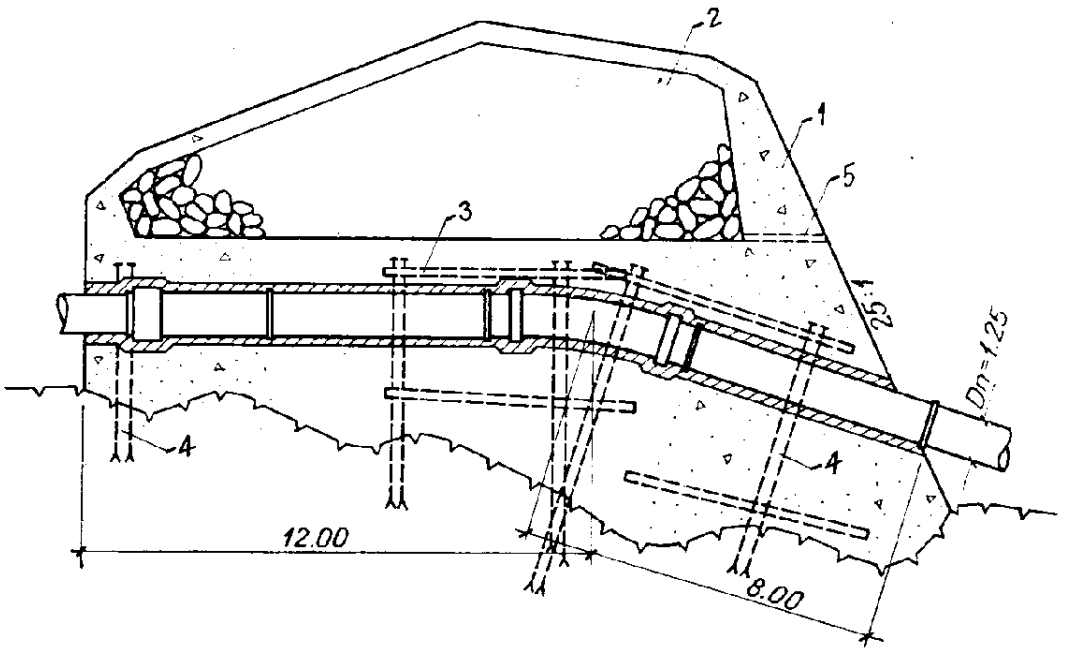


Fig. 15-16. Masiv lestat cu piatră spartă:
1 — perete de beton; *2* — piatră spartă; *3* — profil metalic; *4* — ancoraj; *5* — barbacană.

Uneori se prevede o zonare a betonului, în jurul conductei executîndu-se un beton mai gras care asigură o aderenţă mai bună cu oţelul.

Pentru o legătură intimă între conductă şi masiv se prevăd ancore, din corniere sau bare de oţel-beton, sudate de conductă şi înglobate în beton pe o lungime suficientă pentru a putea transmite masivului forţele care acţionează asupra cotului conductei. În cazul conductelor fretate sînt necesare profile metalice speciale pe care reazemă conducta pentru a se evita transmiterea forţelor longitudinale prin frete.

Manşoanele de dilataţie se prevăd de obicei imediat după masivele de ancoraj, putînd fi amplasate într-un gol special lăsat, care permite vizitarea (fig. 15-17).

Masivele de ancoraj se fundează pe rocă. Dacă terenul are o înclinare redusă talpa fundaţiei poate fi orizontală, iar pe versanţi masivele au fundaţia profilată în trepte. Pentru proiectarea masivelor trebuie să se dispună de studii geologice care să verifice dacă există sau nu pericolul de pierdere a stabilităţii de ansamblu a terenului. Stabilitatea masivelor de ancoraj condiţionează siguranţa întregului traseu al conductei forţate.

17. Reazeme pe şei

Între masivele de ancoraj conducta este susţinută de reazeme intermediare care trebuie să permită deplasările conductei provocate de variaţiile de temperatură.

Şeile reprezintă tipul cel mai simplu de reazem alunecător. Ele se folosesc la conducte cu diametrul pînă la 1,50 m (fig. 15-18). Distanţele între şei sînt de 6 ... 10 m. Reazemul cuprinde conducta după un arc de cerc cu deschiderea între 90° şi 120°, ajungînd uneori la 180°. Suprafaţa de contact se profilează cît mai exact, iar pentru a se reduce frecarea se prevede o căptuşeală metalică. Alunecarea conductei este uşurată printr-un sistem de ungere al suprafeţelor în contact (fig. 15-19). În acest caz aparatul de reazem este echipat cu un dispozitiv central de

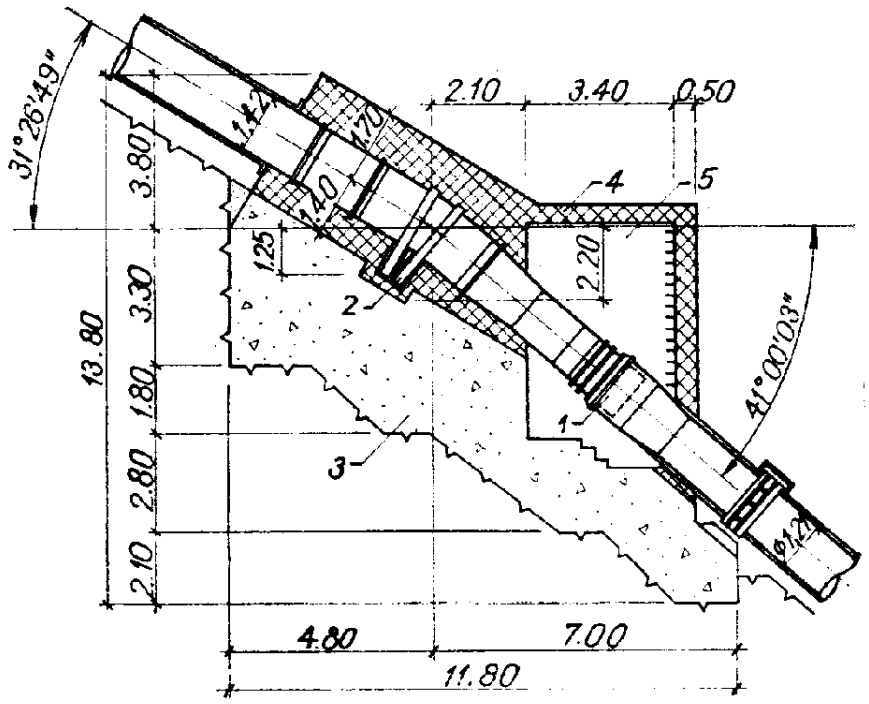


Fig. 15-17. Secțiune printr-un masiv de ancoraj al conductei forțate de la U.H. Sadu V:

1 — manșon de dilatație; *2* — bridă de ancoraj; *3* — beton turnat în faza întîi; *4* — beton turnat în faza a doua; *5* — cămin de vizitare.

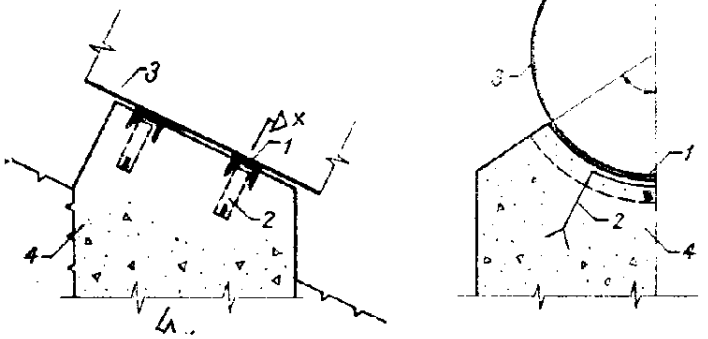


Fig. 15-18. Șea de rezemare:

1 — profil laminat U; *2* — bulon de scelment; *3* — virolă; *4* — beton masiv.

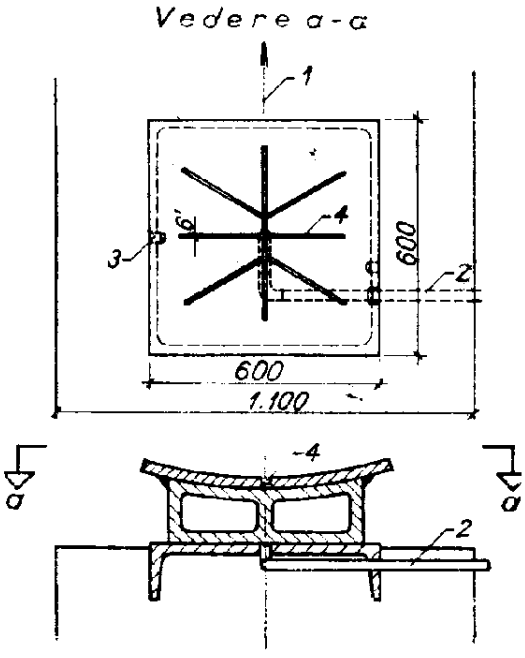


Fig. 15-19. Sistemul de ungere al suprafeței de rezemare:

1 — axul conductei forțate; *2* — conductă de alimentare cu ulei sub presiune; *3* — ștuț; *4* — fantă de ungere.

ungere sub presiune, uleiul fiind distribuit pe suprafață prin niște șănțulețe [7]. Cel mai simplu sistem de ungere se realizează cu grafit dat pe suprafața de contact.

Dacă conducta forțată este fretată, suprafața de reazem trebuie să fie perfect netedă pentru a nu fi împiedicată alunecarea fretelor (fig. 15—20).

18. Reazeme cu role

Reazemele cu role înlătură neajunsurile reazemelor alunecătoare, eliminînd aproape complet forțele de frecare. Rolele se deplasează pe niște plăcuțe metalice, înglobate în construcția de beton (fig. 15—21).

Un sistem special de reazem cu role îl constituie inelele (brățările) care se folosesc la conductele cu diametru mare și cu o grosime mică a peretelui, acestea

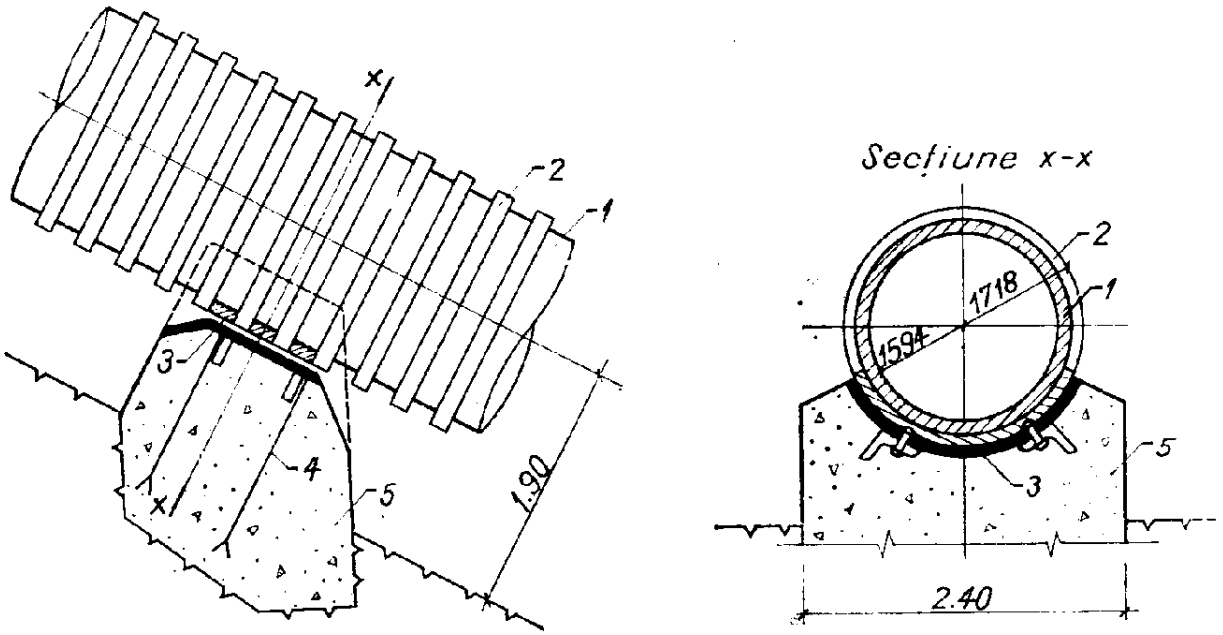


Fig. 15-20. Șea de rezemare pentru conducte fretate:
1 — virolă; *2* — fretă; *3* — platbandă profilată; *4* — bulon de scelment; *5* — masiv de beton.

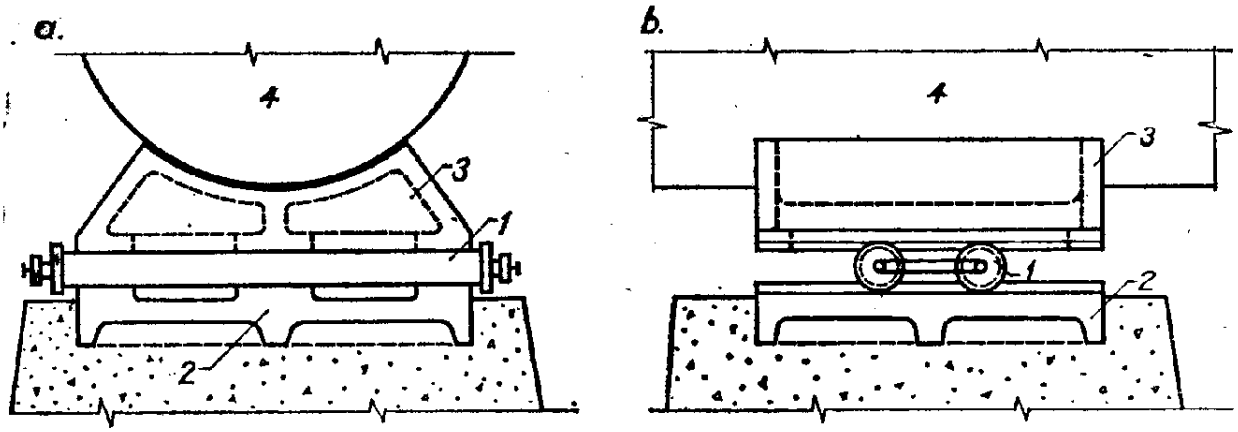


Fig. 15-21. Reazem intermediar cu role:
a — secțiune transversală; *b* — secțiune longitudinală; *1* — rolă; *2* — piesă înglobată; *3* — suport; *4* — conductă forțată.

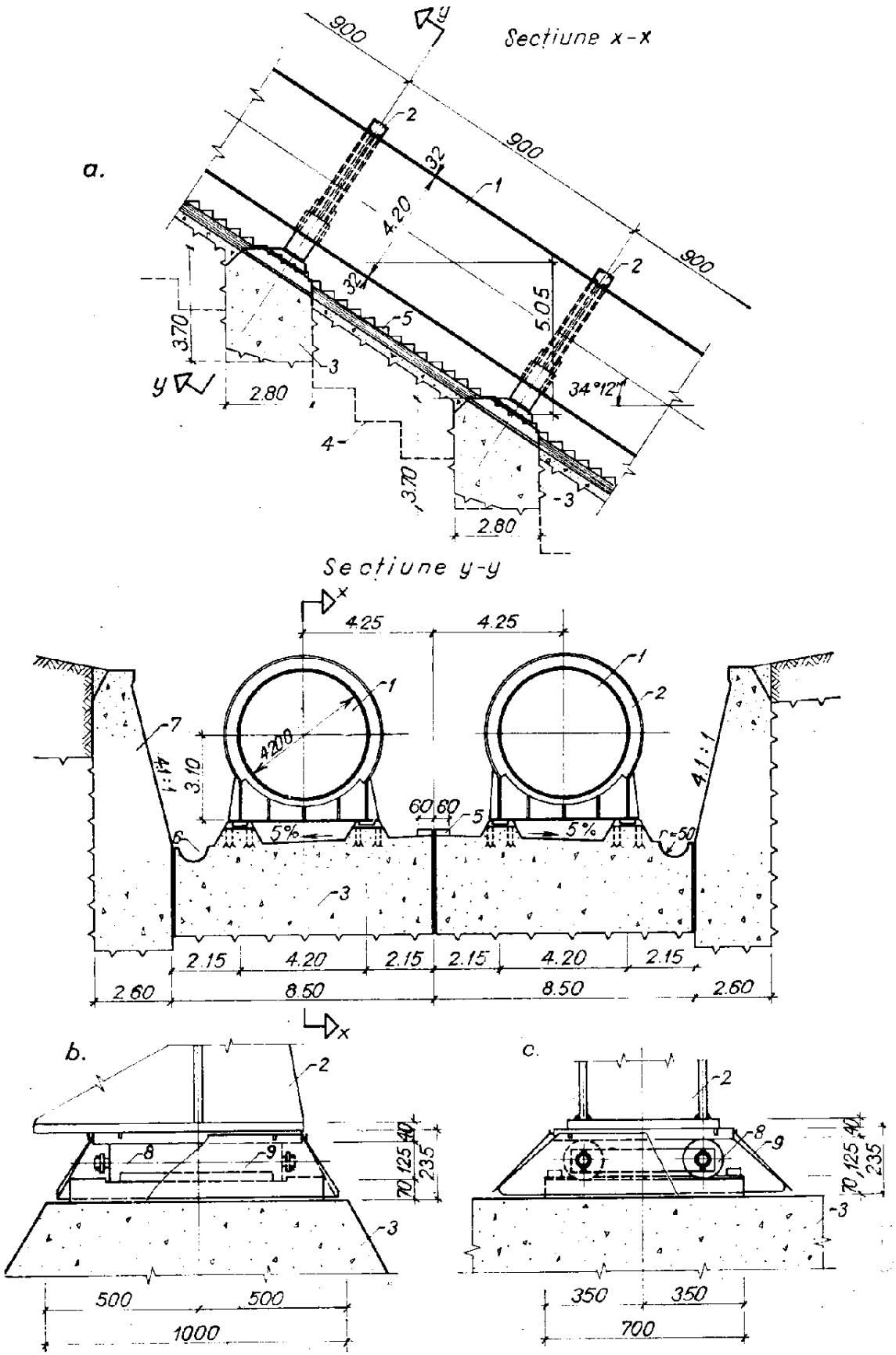


Fig. 15-22. Reazem cu role la conducta forțată de la U.H. Bicaz:

a — secțiuni prin reazem; *b* — vedere în axul conductei; *c* — vedere laterală; *1* — virolă; *2* — inel de reazem; *3* — masiv de beton; *4* — fundația zidurilor laterale; *5* — trepte; *6* — rigolă; *7* — zid de sprijin; *8* — rolă; *9* — capsulă de protecție.

avînd şi rolul de rigidizare [10]. În figura 15—22 se prezintă unul din reazemele intermediare ale conductei forţate de la *U.H. Bicaz*, la care se disting inelul de rezemare şi detaliile rolei. Aceleaşi elemente apar şi în figura 15—23, în care se prezintă detaliile de rezemare ale conductei forţate de la *U.H. Sadu V.*

Inelele de rezemare sînt uneori susţinute de montanţi pendulari prevăzuţi cu lagăre cilindrice care permit deplasarea longitudinală. Reazemele de acest tip sînt dispuse la distanţe mai mari decît în cazul şeilor, distanţa dintre ele putînd depăşi 20 m. Problema specifică a reazemului pendular este poziţia punctelor de legătură dintre montanţi şi inel. S-a demonstrat [8] că rezemarea cea mai avantajoasă se realizează cînd axul montantului este situat la 0,04 D spre exterior faţă de axul inelului.

§ 5. ECHIPAMENTUL AUXILIAR

19. Găuri de vizitare

Găurile de vizitare se prevăd la distanţe de circa 500 m şi, în mod obligatoriu, la extremitatea inferioară a conductei. Ele permit accesul în interiorul conductei pentru vizitare, înlocuirea etanşărilor şi refacerea vopselei interioare. La conductele cu manşoane de dilataţie este indicat să se prevadă cîte o gaură de vizitare înainte sau după manşon, pentru inspectarea şi întreţinerea lui.

Forma găurilor de vizitare este în general eliptică, cu dimensiuni de 300×400 mm, dar pentru conductele care lucrează la presiuni mari ele sînt circulare. Găurile de vizitare sînt acoperite cu un capac etanş (fig. 15—24, *a*). La conductele îngropate gaura se menţine accesibilă cu ajutorul unui mic cămin cilindric, acoperit cu un capac fixat prin buloane (fig. 15-24, *b*).

20. Ventile de aerisire

Ventilele de aerisire se prevăd la începutul conductelor forţate şi în punctele de frîngere situate în apropierea liniei piezometrice. Rolul lor este să permită în mod automat accesul aerului în interior în cazul formării unor depresiuni care ar putea produce vid în conductă şi deci voalarea pereţilor acesteia. Raportul între secţiunea ventilului şi secţiunea conductei trebuie să fie de circa 1/3 ... 1/5.

21. Ventile de dezaerare

Ventilele de dezaerare asigură ieşirea aerului din conductă la umplerea acesteia cu apă. Secţiunea lor este aproximativ egală cu cea a ventilelor de aerisire. În unele cazuri cele două tipuri de ventile formează o piesă unică cu funcţionare automată: dacă conducta este goală ventilul este deschis în permanenţă, însă, cînd conducta se umple cu apă, un flotor închide automat ventilul.

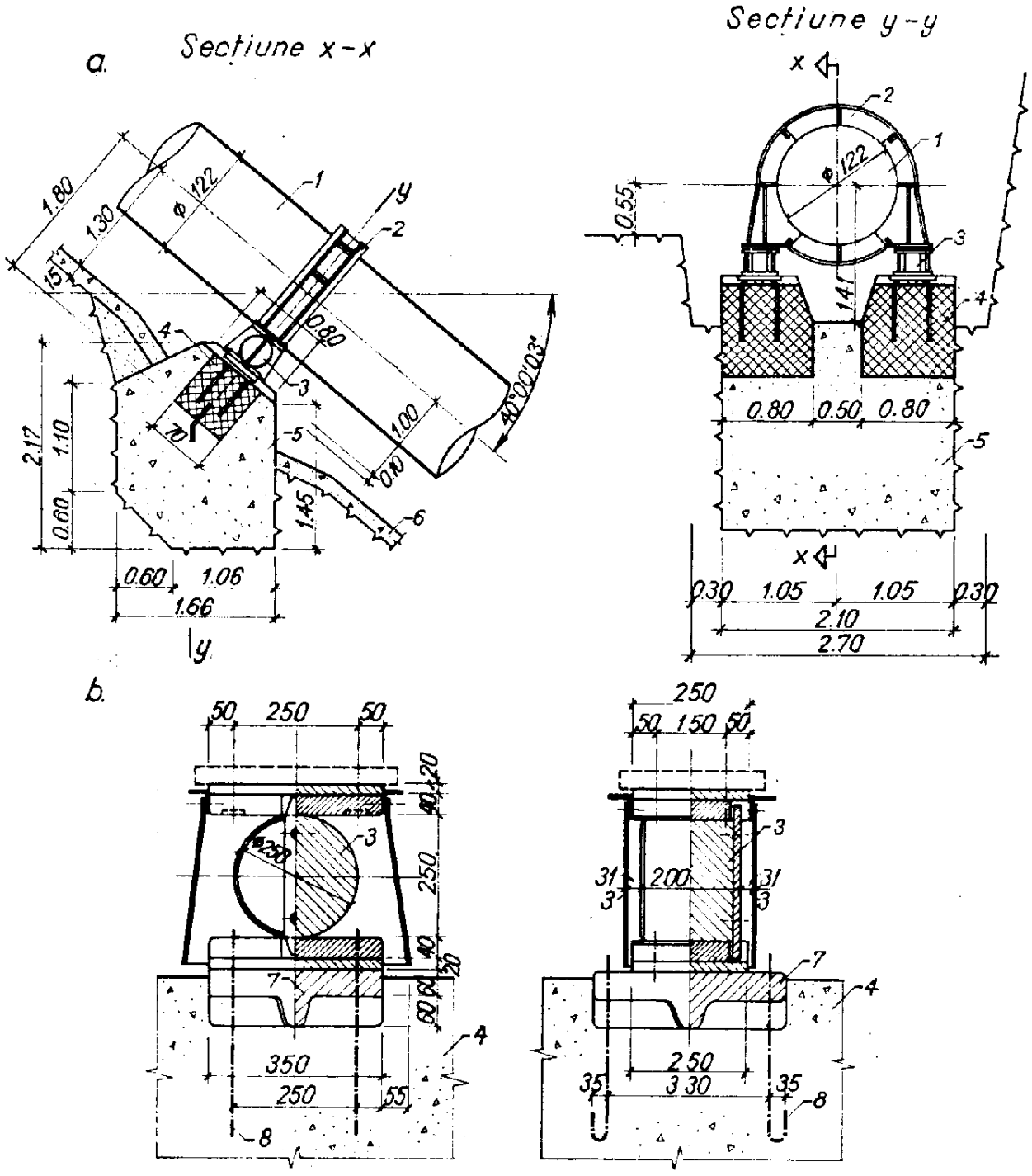


Fig. 15—23. Reazem cu role la conducta forțată de la U.H. Sadu V:

a — secțiuni caracteristice; *b* — detalii de rezemare; *1* — virolă; *2* — inel de rezemare; *3* — rolă; *4* — beton de montaj; *5* — soclu de beton; *6* — căptușeală de protecție a rocii; *7* — piesă înglobată; *8* — bulon de prindere.

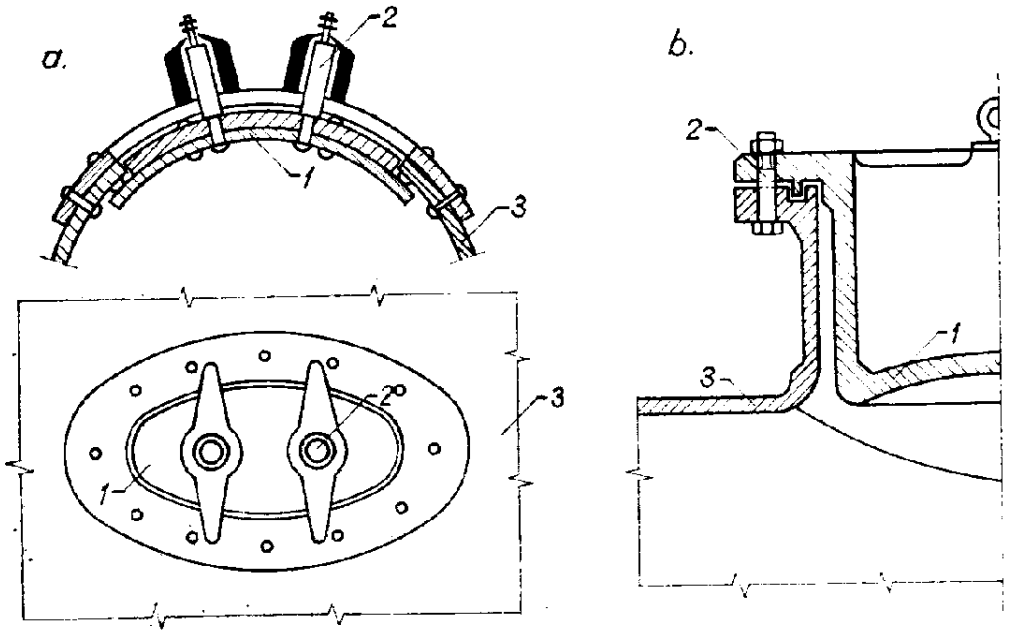


Fig. 15-24. Găuri de vizitare:
a — la conducte aeriene; *b* — la conducte îngropate; *1* — capac etanș; *2* — bulon de prindere; *3* — peretele conductei.

22. Manometre de presiune

Manometrele de presiune se montează înainte de turbine pentru a putea determina presiunea din conductă. În acest fel se determină presiunile maxime și minime în cazul loviturilor de berbec și se depistează nepotrivirile de funcționare ale regulatorilor. Măsurarea presiunilor și înregistrarea lor se face pe cale electrică.

23. Dispozitive de măsurare a debitelor

Dispozitivele de măsurare a debitelor se prevăd pe traseul conductei numai înainte de darea în exploatare. Ele se bazează pe metodele curente de măsurare a debitelor utilizate în hidraulică. Cel mai des se utilizează venturimetrele, care comportă o îngustare a secțiunii, determinînd debitele și vitezele în funcție de pierderile de sarcină din îngustare. Debitele se citesc la fața locului sau se transmit și se înregistrează pe cale electrică.

§ 6. OPERAȚII DE MONTARE ȘI ÎNCERCARE

24. Montarea conductelor

Montarea conductelor forțate pretinde o serie de lucrări de organizare a execuției pentru a putea transporta virolele la punctul de asamblare și a le monta în pozițiile prevăzute în proiect. De obicei se execută în apropierea traseului conductei

un plan înclinat care este deservit de un troliu şi pe care se deplasează vagonetele platformă cu virolele de conductă (fig. 15-2, 15-3 şi 15-25).

Acelaşi plan înclinat serveşte la transportul betonului pentru masivele de ancoraj şi reazemele intermediare ale conductei. Prepararea betonului se face într-o staţie amplasată la baza versantului conductei. La conductele forţate de lungime mare se prevede o staţie de preparare suplimentară la nivelul casei vanelor sau al castelului de echilibru. Pe planul înclinat se transportă agregatele şi cimentul pentru staţia suplimentară.

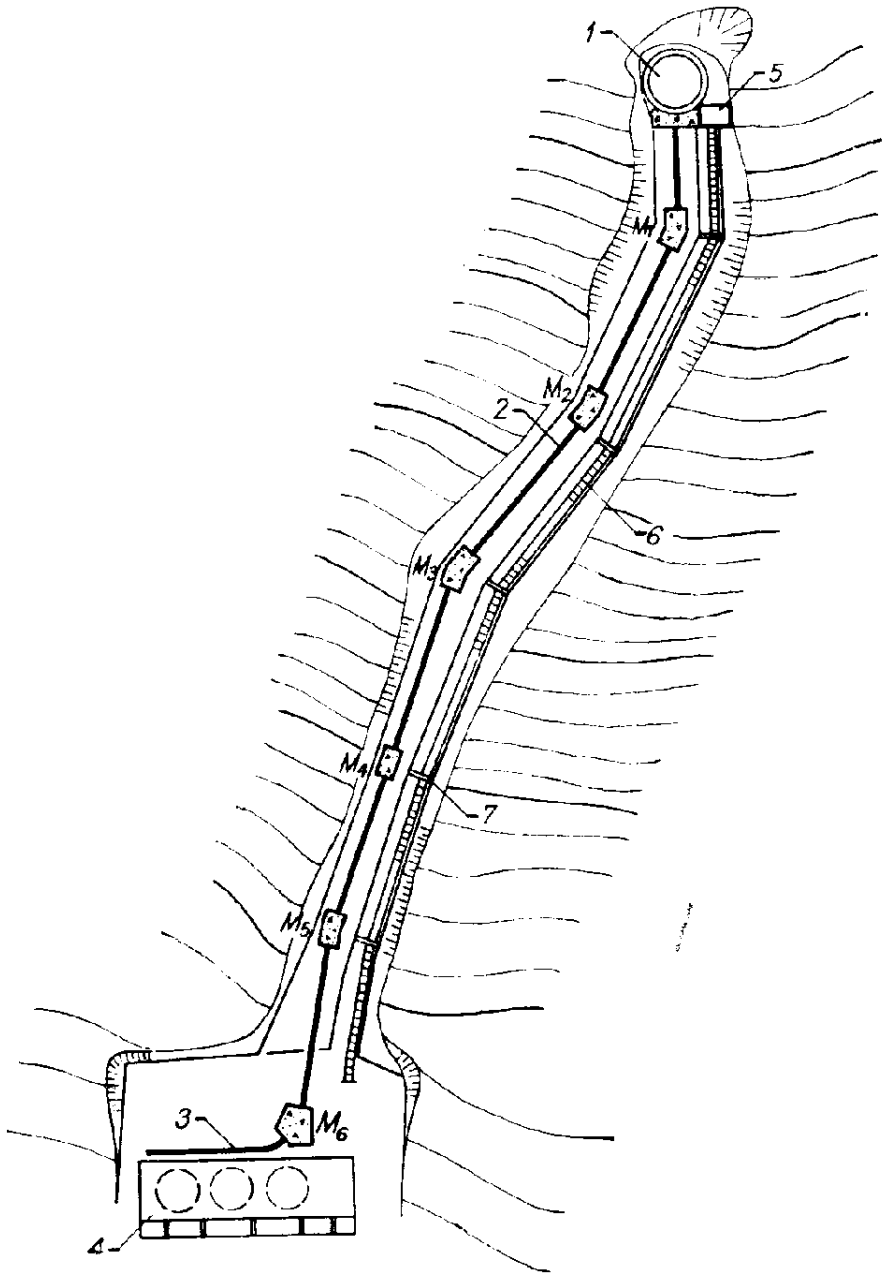


Fig. 15-25. Amplasarea planului înclinat:
1 — castel de echilibru; *2* — conductă forţată; *3* — distribuitor; *4* — centrală; *5* — troliu; *6* — calea planului înclinat; *7* — capră de scripeţi.

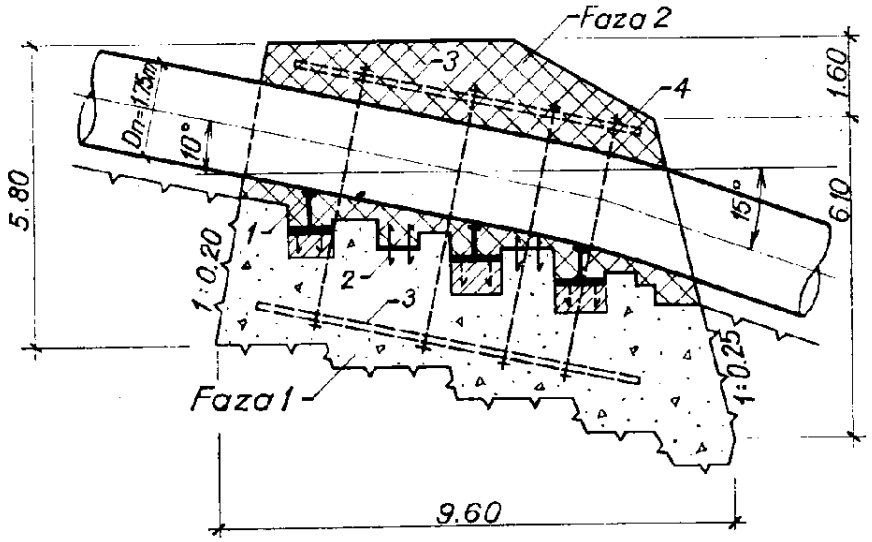


Fig. 15-26. Faze de betonare la un masiv de ancoraj:
1 — capră metalică; *2* — mustăți de armătură; *3* — profil metalic; *4* — ancoraj.

Montarea virolelor se face de obicei dinspre masivul de ancoraj de la cota inferioară spre cel de la cota superioară [11]. Micile erori de poziționare care pot apare se corectează în dreptul îmbinărilor virolelor. Pentru tronsoanele de lungime mare se prevede o virolă ajustabilă pe șantier.

Pentru a evita producerea unor eforturi inițiale în conductă este recomandabil ca lucrările de montaj să se efectueze la o temperatură apropiată de temperatura medie a apei în exploatare. În același scop conductele ce urmează a fi îngropate pot fi acoperite de la început cu un strat de pămînt, lăsîndu-se libere numai îmbinările în vederea probei de presiune. Dacă condițiile de întărire a masivelor de ancoraj permit, este indicată umplerea cu apă a conductei cît mai devreme posibil.

Montarea conductelor în dreptul masivelor de ancoraj impune betonarea masivelor în două faze (fig. 15-26). În prima fază masivul se toarnă numai pînă la baza conductei, prevăzîndu-se în beton ancorele pentru fixarea conductei de masiv. După montarea conductei și sudarea ancorelor se toarnă betonul din faza a doua. În figura 15—27 se prezintă detaliat faza I de betonare și mustățile de ancorare ale unuia din masivele conductei forțate de la uzina *Moroeni*.

Planul înclinat rămîne o instalație cu caracter definitiv care poate servi la eventualele lucrări de reparații și întreținere ale conductei forțate.

25. Încercarea conductelor

O primă încercare are loc la fabrică unde virolele de conductă confecționate se supun la o probă de presiune cu 50% mai mare decît presiunea maximă de funcționare. Proba de presiune durează cel puțin 10 minute. Coturile și piesele conductei, care după montare devin inaccesibile, se verifică în mod special.

După montare, conducta trebuie să fie supusă la o probă de presiune de ansamblu sau pe tronsoane, urmărindu-se comportarea tuturor îmbinărilor. Fiecare tronson încercat se izolează de restul conductei cu ajutorul a două capace la extre-

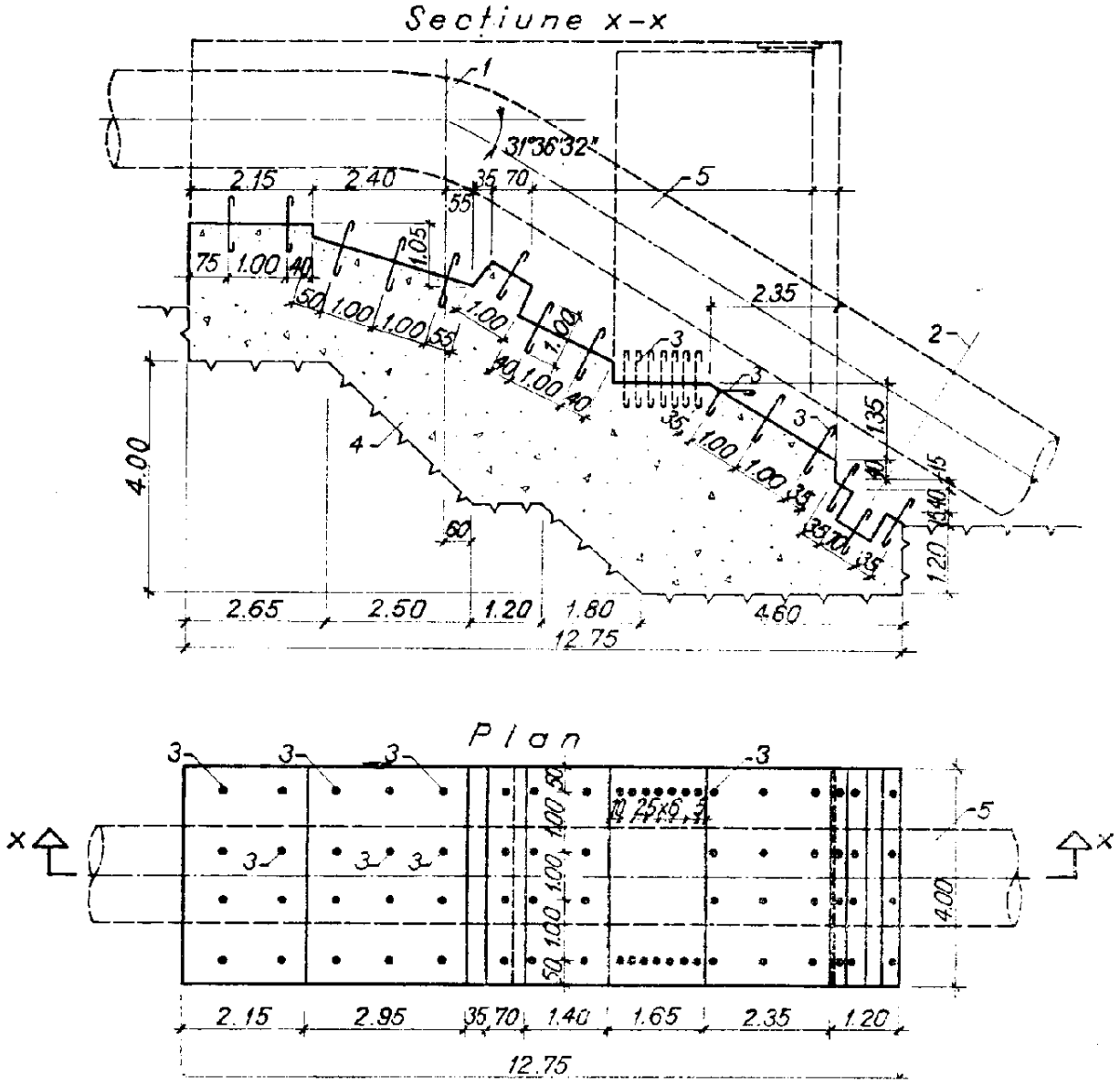


Fig. 15-27. Prima fază de betonare a unuia dintre masivele conductei forțate de la U.H. Moroeni:

1 — axul masivului; *2* — axul reazemului intermediar; *3* — mustăți ∅ 16; *4* — beton simplu; *5* — poziția conductei forțate.

mitățile amonte și aval, ridicîndu-se presiunea prin intermediul unei pompe pînă la 1,5 ori presiunea dinamică maximă la extremitatea aval a tronsonului. Pentru încercarea hidraulică a conductei se întocmește un plan care indică presiunile pe diferite tronsoane.

Deși proba de presiune hidraulică este considerată criteriul principal de control al conductei și al pieselor speciale ale acesteia, în prezent au luat extindere unele metode moderne pentru controlul calității materialului conductei și al îmbinărilor. Rezultate mai exacte dau controlul cu ultrasunete, roentgenografia, gamagrafia, măsurarea microdurității superficiale, studiul superficial al structurii și cercetarea rețelei cristaline prin radiocristalografie [1], [4]. Spre exemplu normele sovietice

[6] cer verificarea calității sudurilor prin roentgenografie la conductele de clasa I și II pentru cel puțin 25% din lungimea cusăturilor longitudinale și 10% din lungimea cusăturilor transversale.

§ 7. PROTECȚIA CONDUCTELOR

26. Protecția anticorosivă

Pentru a asigura protecția anticorosivă suprafața conductei se vopsește, iar uneori vopseaua se aplică în mod repetat, la anumite intervale de timp. Alegerea tipului de vopsea și a modului de aplicare depinde de tipul conductei și de modul de execuție. Protecția diferă după cum este vorba de interiorul sau de exteriorul conductei. Pentru partea exterioară depinde dacă conducta se află în aer sau îngropată.

Primul strat de vopsea este în general miniu de plumb. Pentru că acesta nu rezistă abraziunii, la rîndul său el este protejat de alte straturi de vopsea. Rezultate bune s-au obținut cu vopsele de aluminiu și cu vopsele bituminoase.

La exterior vopselele de aluminiu prezintă avantajul suplimentar de a reflecta razele soarelui și a reduce deci absorbția de căldură. Pentru interiorul conductei cele mai indicate sînt vopselele bituminoase. Dacă există pericolul unei coroziuni interioare puternice poate fi justificată nichelarea conductei la interior. În acest caz costul suplimentar inițial este recuperat prin reducerea importantă a pierderilor de sarcină și a lucrărilor de întreținere [12]. În ultima vreme s-a experimentat și aplicarea unor straturi de protecție din materiale plastice, aplicate la cald sau la rece.

O condiție importantă pentru a avea rezultate bune la protecția prin vopsire, este tratarea suprafeței conductei înainte de aplicarea primului strat de vopsea. Îndepărtarea ruginii și a solzilor se face prin sablare cu un jet de nisip sub presiune, sau prin frecare cu perii de sîrmă.

27. Protecția contra înghețului

Protecția contra înghețului se aplică în regiunile unde există posibilitatea ca apa să înghețe în interiorul conductei. Stratul de gheață format pe peretele conductei poate deveni suficient de gros pentru a afecta caracteristicile hidraulice, iar în timpul dezghețului există pericolul ca gheața să se desprindă și să producă avarii la turbine.

Factorii de care trebuie să se țină seama în legătură cu măsurile de protecție sînt: viteza apei în perioada de sarcină redusă și durata acestei perioade, temperatura minimă în amplasamentul conductei, expunerea conductei la vînturile dominante, temperatura apei care curge în conductă. Posibilitatea unei avarii la turbine datorită gheții trebuie apreciată după experiența exploatării unor centrale aflate

în situații similare. Pentru condițiile climatice din România trebuie luate măsuri pentru protecția contra înghețului conductelor [10]. Aceasta se poate face prin îngropare sau prin căptușire cu un înveliș exterior.

28. Conducte îngropate

Îngroparea conductelor este metoda cea mai bună de protecție împotriva înghețului. Deși conductele îngropate au o serie de dezavantaje, legate de control, întreținere, montaj și exploatare, ele se preferă atunci cînd:

— conducta este amplasată pe versanți abrupți, unde există pericolul unor alunecări de teren sau a unor desprinderi de rocă, care ar putea deteriora conducta; îngroparea conductei devine o precauție justificată;

— conducta este foarte lungă iar în amplasament clima este foarte rece; dacă apa circulă cu viteză mică, față de o protecție exterioară, îngroparea este mai economică;

— amplasamentul conductei are condiții topografice nefavorabile; îngroparea conductei permite eliminarea masivelor de ancoraj și a reazemelor intermediare, a căror execuție ar putea constitui în acest caz o problemă dificilă.

29. Conducte aeriene

În ultima vreme se tinde spre execuția conductelor forțate aeriene, care prezintă următoarele avantaje:

— sînt accesibile pentru control, întreținere și reparații;

— prin reînnoirea periodică a vopselei anticorosive de la exterior, au o durabilitate mai mare decît conductele îngropate;

— montarea este mai ușoară.

Conductele aeriene se pot proteja contra înghețului printr-un înveliș exterior, format din doage de lemn, cu un diametru mai mare decît cel al conductei. În interspațiu se introduce zgură sau rumeguș. Doagele de lemn se protejează la exterior cu carton bitumat. Măsurile de protecție contra înghețului sînt relativ dificile și costă mult. În ultimul timp se constată tendința de prevenire a pericolului de îngheț prin asigurarea curgerii permanente prin conductă a unui anumit debit minim. În cazul uzinelor hidroelectrice care funcționează la bază aceasta nu constituie o problemă deoarece apa curge în permanență prin conductă. În cazul uzinelor de vîrf sînt necesare măsuri pentru asigurarea debitului necesar chiar cînd uzina nu funcționează.

Valoarea debitului minim se deduce cu formula [3]:

$$Q_{min} = \frac{1}{3\,600} \frac{|t_1| - \left|\frac{t_2}{2}\right|}{20\,|t_2|} \Omega \qquad (m^3/s) \qquad (1)$$

unde:

t_1 — temperatura minimă a aerului;
t_2 — temperatura apei la intrarea în conductă;
Ω — suprafaţa conductei aflată în contact cu aerul.

Temperaturile t_1 şi t_2 sînt introduse în formulă în valoare absolută. Dacă, spre exemplu, se consideră $t_1 = -20°C$ şi $t_2 = +1°C$, rezultă un debit minim de 1 m³/oră pentru 1 m² de suprafaţă laterală a conductei, ceea ce nu reprezintă prea mult.

§ 8. FORŢELE CARE ACŢIONEAZĂ ASUPRA CONDUCTELOR

30. Categorii de forţe

Asupra conductelor metalice acţionează trei categorii de forţe:

— *forţe principale:* greutatea proprie, presiunea apei, forţe de frecare, forţe din variaţiile de temperatură, forţe datorite contracţiei transversale, greutatea pămîntului de umplutură, forţa centrifugă la coturi;

— *forţe accidentale:* suprapresiunile dinamice, forţe datorite depresiunilor din conductă la golirea acesteia, acţiunea vîntului şi a zăpezii, solicitări de montaj;

— *forţe excepţionale:* solicitări seismice, forţe produse de spargerea conductei, solicitări datorite tasării reazemelor.

31. Greutatea proprie

Greutatea proprie se consideră drept o sarcină verticală uniform distribuită de-a lungul conductei. Descompunînd această forţă G după două direcţii ortogonale (fig. 15-28), se obţine:

— *componenta normală*

$$F_1' = G \cos \alpha \tag{2}$$

— *componenta axială*

$$F_1 = G \sin \alpha \tag{3}$$

unde α este unghiul de înclinare al conductei faţă de orizontală.

Componenta normală este transmisă reazemelor intermediare prin forţele individuale:

$$N_1 = gl' \cos \alpha \tag{4}$$

unde:

l' — distanţa între reazeme;
g — greutatea unui metru liniar de conductă.

Componenta axială este preluată de conductă, în perete acţionînd eforturi de compresiune. Într-o secţiune aflată la distanţa l_0 de manşonul de dilataţie din

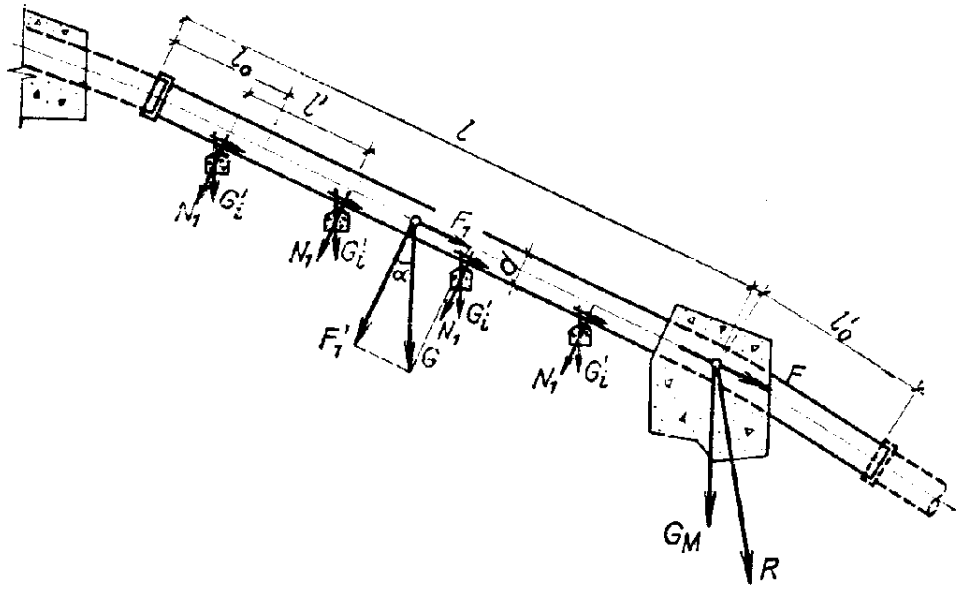


Fig. 15-28. Forțe provocate de greutatea proprie a conductei.

amonte acționează componenta $gl_0 \sin\alpha$. Masivul de ancoraj din avalul unui tronson este solicitat de o forță:

$$F = gl \sin \alpha, \tag{5}$$

unde l este distanța dintre manșonul de dilatație și axul masivului.

32. Presiunea apei

Presiunea interioară a apei produce în peretele unei conducte forțate eforturi inelare și eforturi longitudinale (axiale). Acestea din urmă sînt provocate și de variațiile diametrului, de organele de închidere sau de schimbările de direcție ale conductei.

— *În cazul existenței unei vane*, la închidere, asupra acesteia acționează o forță axială egală cu:

$$F_2 = \frac{\pi D^2}{4} p = \frac{\pi D^2}{4} \gamma H \tag{6}$$

unde:

D — diametrul conductei;

H — înălțimea piezometrică.

Dacă în amonte de vană există un masiv de ancoraj, care nu permite deplasarea liberă a conductei în sens axial, forța de presiune ce acționează asupra vanei va fi preluată de acest masiv, iar în peretele conductei vor apare eforturi de întindere (fig. 15-29, *a*).

Dacă între vană și masiv există un manșon de dilatație, care permite deplasări axiale, atunci forța F_2 va fi preluată de vană și reazemul vanei, iar peretele conductei și masivul de ancoraj nu mai sînt solicitate (fig. 15-29, *b*).

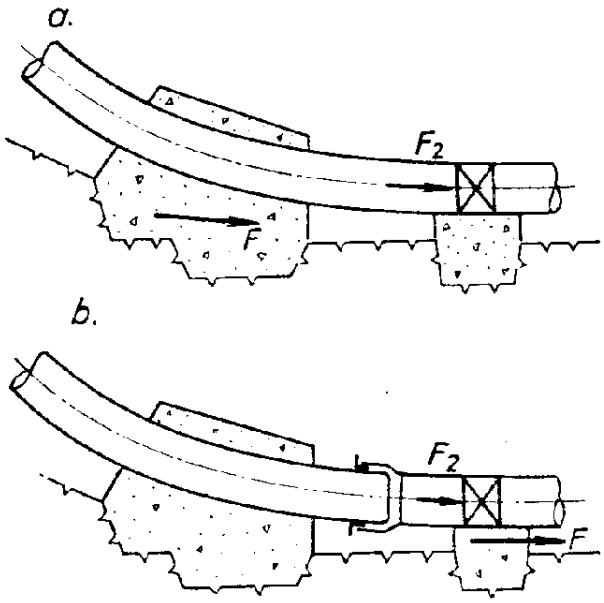


Fig. 15—29. Forțe longitudinale provocate de prezența unei vane închise:
a — pe un tronson fără manșon de dilatație; *b* — pe un tronson cu manșon de dilatație aval de masiv.

— *Într-un cot al conductei*, datorită schimbării direcției, presiunea apei produce două forțe longitudinale cu rezultanta R (fig. 15-30). Valoarea lor se determină admițînd că volumul de apă din cot este solidificat și că pe ariile $\frac{\pi D_1^2}{4}$ și $\frac{\pi D_2^2}{4}$ acționează forțele de presiune:

$$F_3 = \frac{\pi D_1^2}{4}\gamma H_1; \qquad F_3' = \frac{\pi D_2^2}{4}\gamma H_2. \tag{7}$$

Rezultanta lor este îndreptată către convexitatea (exteriorul) cotului. Dacă cotul este ancorat într-un masiv, atunci rezultanta este preluată integral de masiv, fără a produce solicitări în peretele conductei.

— *Într-o reducție* apare o forță axială din cauza schimbării diametrului de la valoarea D_1 la D_2, cu $D_1 > D_2$. Cu notațiile din figura 15-31, valoarea forței se poate exprima:

$$F_4 = \gamma \frac{H_1 + H_2}{2} \pi \frac{D_1^2 - D_2^2}{4}. \tag{8}$$

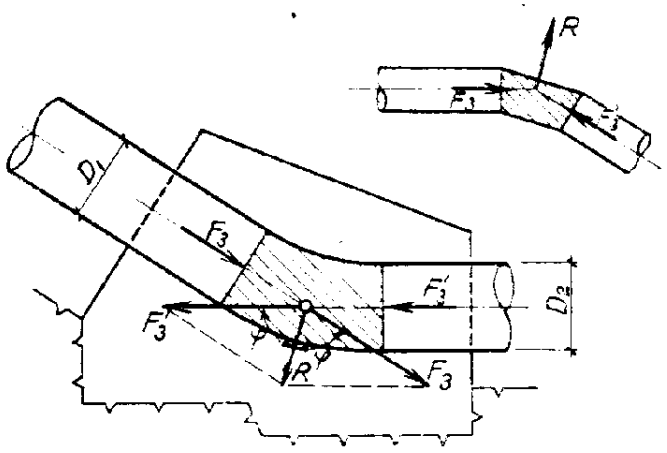


Fig. 15-30. Forțe provocate de schimbarea de direcție.

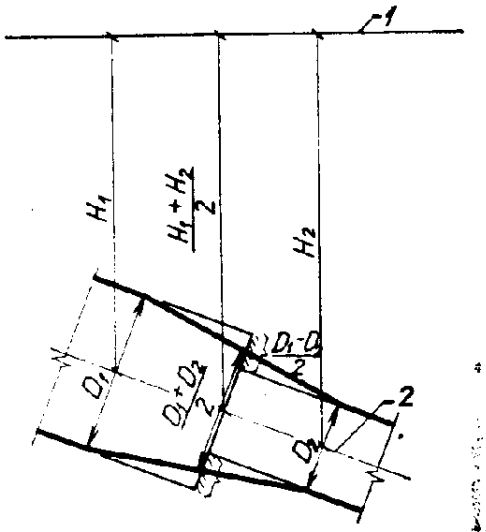


Fig. 15-31. Schema pentru calculul forței dintr-o reducție:
1 — linie piezometrică; *2* — axul conductei.

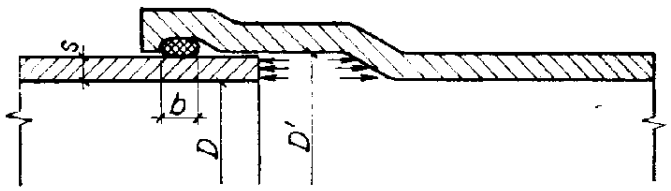


Fig. 15-32. Notații pentru calculul forțelor dintr-un manșon de dilatație.

— *Într-un manșon de dilatație* apare o forță axială care acționează pe aria inelară a tronsonului ce pătrunde în manșon (fig. 15-32). Expresia exactă a forței este:

$$F_5 = \frac{\pi}{4}(D'^2 - D^2)\,\gamma H \tag{9}$$

unde:

D' — diametrul interior al manșonului;
D — diametrul curent al conductei.

Pentru manșonul glisant, în calcul se poate lua relația aproximativă:

$$F_5 = \pi D s \gamma H \tag{9'}$$

unde s este grosimea peretelui conductei.

33. Greutatea apei

Greutatea apei din interiorul conductei reprezintă o sarcină verticală. Ea se poate descompune într-o forță normală pe axul conductei:

$$F_6' = G_a \cos \alpha \tag{10}$$

și o forță axială:

$$F_6 = G_a \sin \alpha. \tag{11}$$

Forța F_6' se transmite reazemelor intermediare ale conductei, aferent distanței dintre ele.

34. Forțe de frecare

Conductele sînt supuse forțelor de frecare care apar între apă și conductă în manșoanele de dilatație, între conductă și reazeme, între conductă și pămîntul de umplutură și între pămîntul de deasupra conductei și cel lateral.

— *Frecarea între apă și conductă* apare pe conturul interior al peretelui conductei. Rezultanta eforturilor tangențiale de frecare de pe un tronson este dirijată în sensul curgerii și are expresia:

$$F_7 = \Omega\gamma\Delta h_r, \tag{12}$$

unde:

$\Omega = \frac{\pi D^2}{4}$ — aria conductei;

$\Delta h_r = \frac{\lambda l}{D}\frac{v^2}{2g}$ — pierderea liniară de sarcină pe tronsonul de lungime l;

v — viteza medie de curgere;

λ — coeficientul de rezistență,

deci:

$$F_7 = \frac{\pi D^2}{4}\gamma\lambda\,\frac{l}{D}\frac{v^2}{2g} = P\gamma D\,\frac{\lambda}{4}\frac{v^2}{2g}, \tag{13}$$

unde P este perimetrul udat al conductei.

— *Frecarea în manșoanele de dilatație* apare din cauza presării garniturii de etanșare a manșonului pe conductă (fig. 15-32), și are expresia:

$$F_8 = \gamma H\mu\pi D_e b, \tag{14}$$

unde:

μ — coeficientul de frecare între conductă și garnitură, valorile lui curente fiind $\mu = 0{,}2 \ldots 0{,}3$;

D_e — diametrul exterior al conductei;

b — lungimea etanșării.

— *Frecarea între conductă și reazeme* se opune deplasărilor conductei produse de variațiile de temperatură. Expresia forței de frecare este:

$$F_9 = \mu_r(F_1' + F_6') \tag{15}$$

unde:

μ_r — coeficientul de frecare între conductă și reazem;

F_1' — componenta normală a greutății conductei;

F_6' — componenta normală a greutății apei.

Valorile coeficientului de frecare μ_r depind de natura materialelor în contact și de modul de ungere a suprafeței [8] și anume:

— șea metalică cu ungere cu ulei gras $\mu_r = 0{,}12 \ldots 0{,}15$

— idem, cu ungere cu grafit $\mu_r = 0{,}19 \ldots 0{,}20$

— idem, cu ungere defectuoasă $\mu_r = 0{,}30 \ldots 0{,}45$

— idem, fără ungere $\mu_r = 0{,}50$

— pat de beton $\mu_r = 0{,}60 \ldots 0{,}75$

— *Frecarea între conductă și pământul de umplutură* apare ca urmare a tendinței de deplasare a conductei. Forța de frecare este dată de expresia:

$$F_{10} = \mu_p G_p \cos\alpha, \tag{16}$$

unde:

G_p — greutatea pământului de deasupra conductei;

μ_p — coeficient de frecare între pământ și metal egal cu $0{,}5 \ldots 0{,}7$.

— *Frecarea între pămîntul de umplutură și cel lateral* apare atunci cînd pămîntul de deasupra conductei tinde să fie antrenat odată cu aceasta. Eforturile de frecare se dezvoltă în planurile verticale tangente la conductă. Acceptînd că aceste planuri sînt definite de limita între pămîntul lateral și cel de deasupra conductei, expresia forței va fi:

$$F_{11} = \mu_0 E_a, \tag{17}$$

unde:

E_a — împingerea activă a pămîntului de umplutură;

μ_0 — coeficient de frecare, dependent de natura umpluturii și anume:

pămînt afînat saturat cu apă $\mu_0 = 0{,}60 \ldots 0{,}70$

nisip uscat sau puțin umed $\mu_0 = 0{,}70 \ldots 0{,}80$

pămînt afînat uscat sau puțin umed $\mu_0 = 0{,}80 \ldots 0{,}90$.

35. Forțe din variațiile de temperatură

Conductele metalice încastrate în masivele de ancoraj și fără manșon de dilatație între două masive sînt elemente static nedeterminate. Împiedicarea dilatării, respectiv a contracției conductei, la variațiile de temperatură produce în perete eforturi longitudinale. Forța care apare este dată de expresia:

$$F_{12} = \sigma A = E\alpha \Delta t \pi D s, \tag{18}$$

unde:

σ — efortul unitar longitudinal (axial);

s — grosimea peretelui conductei;

Δt — variația de temperatură;

α — coeficientul de dilatare a metalului;

E — modulul de elasticitate a metalului.

La creșteri de temperatură forța F_{12} produce compresiuni, iar la scăderi de temperatură produce întinderi. Valorile medii ale lui E și α pentru metale sînt date în tabelul 15-1.

TABELUL 15-1

Materialul	E(kg/cm^2)	α
Oțel de fuziune	2 100 000	$12{,}0 \cdot 10^{-6}$
Oțel turnat	2 150 000	$10{,}4 \cdot 10^{-6}$
Fontă	750 000	$10{,}4 \cdot 10^{-6}$

Variațiile de temperatură se iau în raport cu temperatura de montaj a conductei. După *Morozov* [8] temperaturile de calcul sînt:

— temperatura normală de montaj ..... 15,5°C
— temperatura maximă pentru conducta plină ..... 26,5°C
— temperatura minimă pentru conducta plină ..... 4,5°C
— temperatura maximă pentru conducta goală ..... 60°C
— temperatura minimă pentru conducta goală ..... −29°C.

Este recomandabil ca terminarea montajului să se facă la o temperatură cît mai scăzută, în anotimul rece sau în timpul nopții. Variația maximă de temperatură recomandată în multe țări este de 20°C față de această temperatură de montaj.

La conductele la care contracțiile și dilatațiile libere sînt asigurate prin manșoane de dilatație se iau în calcul numai forțele produse de frecări, forțe din temperatură mai mari ca acestea ne mai producînd eforturi ci numai deplasarea conductei.

36. Forțe datorite contracției transversale (efectul Poisson)

Sub acțiunea presiunii interioare a apei conducta suferă o alungire în plan transversal și în consecință o contracție pe direcția axială. Contracția axială este de obicei împiedicată, ceea ce produce în peretele conductei o forță longitudinală:

$$F_{13} = \pi \frac{D_e^2 - D_i^2}{4} \mu \sigma_i \tag{19}$$

unde:

D_e — diametrul exterior al conductei;
D_i — diametrul interior al conductei;
σ_i — efortul unitar inelar;
μ — coeficientul lui Poisson $\left(\text{pentru oțel } \mu = \frac{1}{3{,}3} \cdots \frac{1}{3{,}6}, \text{iar pentru fontă } \mu = \frac{1}{4}\right)$.

Dacă pentru σ_i se admite valoarea după formula cazanelor $\left(\sigma_i = \frac{\gamma H D}{2s}\right)$, expresia forței se simplifică:

$$F_{13} = \frac{\pi D^2 \gamma H \mu}{2} = 0{,}471\, D^2 H \tag{20}$$

cu D notîndu-se diametrul mediu.

În mod practic contracția transversală se asimilează cu o scădere de temperatură de circa 10°C.

37. Forța centrifugă în coturi

Curgerea apei într-un cot după o traiectorie circulară dă naștere unei forțe centrifuge care se transmite conductei. Forța este dirijată după bisectoarea unghiului la centru al cotului, spre exteriorul curbei (fig. 15-33).

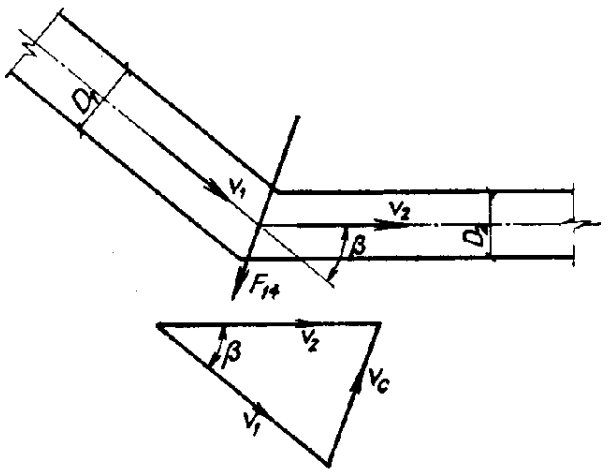


Fig. 15-33. Forța centrifugă într-un cot de conductă.

Expresia forței se deduce prin teorema impulsului, ținînd seama că forțele de impuls $\rho Q v_1$ și $\rho Q v_2$ se reduc la o forță $\rho Q v_c$:

$$F_{14} = \rho Q v_c = \frac{\gamma Q}{g}\sqrt{v_1^2 + v_2^2 - 2v_1 v_2 \cos\beta} \tag{20}$$

unde β este unghiul dintre cele două tronsoane de conductă. Dacă $D_1 = D_2 = D$, vitezele devin $v_1 = v_2 = v$, iar formula se simplifică:

$$F_{14} = \frac{\gamma Q^2}{g\dfrac{\pi D^2}{4}} 2 \sin\frac{\beta}{2}. \tag{20'}$$

38. Forțe accidentale și excepționale

Forțele accidentale și excepționale sînt fie calculabile cu relațiile curente, ca pentru oricare alt element de construcție, fie că nu pot avea expresii generale, fiind dependente de fenomenul în cauză (solicitări de montaj, spargerea conductei, tasări de reazeme).

Suprapresiunile dinamice se determină atît pentru cazul manevrelor ce pot să apară în exploatarea centralei, cît și pentru situațiile în care se defectează regulatori de presiune sau se produc schimbări anormal de rapide ale deschiderii turbinelor

§ 9. CALCULE DE REZISTENȚĂ

39. Eforturi în peretele conductei

Sub acțiunea diferitelor solicitări la care este supusă o conductă, în perete se produc eforturi unitare inelare și longitudinale (axiale).

— *Eforturile inelare* sînt produse de presiunea apei, iar valoarea lor se poate calcula cu formula cazanelor (fig. 15-34):

$$\sigma_i = \frac{\gamma H D}{2s}. \tag{21}$$

— *Eforturile longitudinale* pot să apară din două tipuri de solicitări:

— eforturi produse de rezultanta ΣF a forțelor longitudinale, în diferite ipoteze

$$\sigma_l = \frac{\Sigma F}{\pi D s}. \tag{22}$$

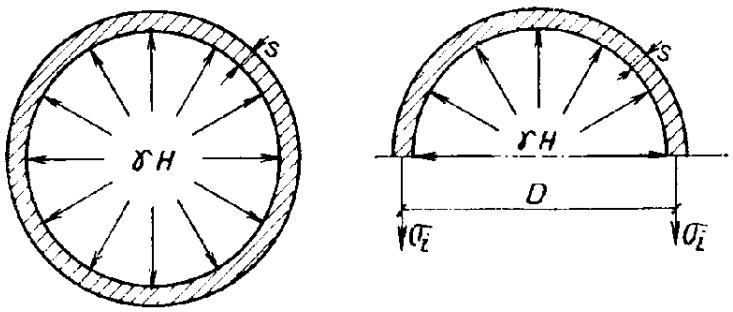


Fig. 15-34. Eforturi inelare din presiunea interioară a apei.

— eforturi produse din încovoierea conductei sub acţiunea forţelor transversale care acţionează între reazeme:

$$\sigma_l' = \pm \frac{M}{W}. \tag{23}$$

Modulul de rezistenţă minim la extremităţile diametrului vertical rezultă din:

$$W = \frac{I}{D/2} = \frac{\pi s D^3/8}{D/2} = \frac{\pi s D^2}{4}$$

şi deci

$$\sigma_l' = \pm \frac{4M}{\pi s D^2}. \tag{24}$$

Momentul încovoietor care intervine în expresia efortului σ_l' se calculează considerînd conducta ca o grindă tubulară continuă, liber rezemată pe o serie de şei (fig. 15-35).

Dacă N este sarcina transversală uniform distribuită, rezultată din însumarea sarcinii din greutatea proprie cu sarcina din greutatea apei din conductă, momentul pe un reazem intermediar are valoarea aproximativă:

$$M = \frac{Nl}{10}, \tag{25}$$

iar momentul de încastrare în masivul de ancoraj este:

$$M = \frac{Nl}{12}. \tag{25'}$$

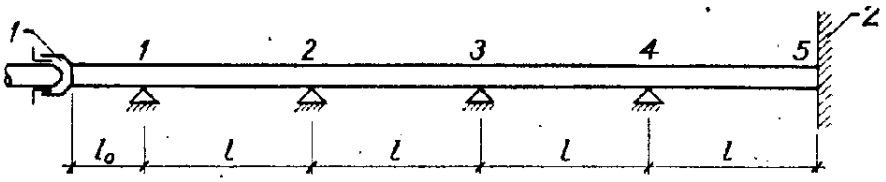


Fig. 15-35. Schema statică a rezemării conductei:
1 — manşon de dilataţie; *2* — masiv de ancoraj.

Eforturile longitudinale σ_l și σ_l' se însumează algebric.

— *Eforturile rezultante*, calculate cu luarea în considerație a efectului Poisson (contracția transversală) au în final expresiile:

— *eforturile inelare*

$$\sigma_{i\ rez} = \sigma_i - \mu\,(\sigma_l + \sigma_l'); \tag{26}$$

— *eforturile longitudinale*

$$\sigma_{l\ rez} = \sigma_l + \sigma_l' - \mu\sigma_i, \tag{27}$$

unde μ este coeficientul lui Poisson.

40. Eforturi în conductele elastice

Dacă pe reazemele conductei se construiesc inele de reazem foarte rigide deformația în secțiune transversală este împiedicată. Condițiile de lucru ale conductei devin mai bune decît în cazul rezemării pe șei, la care în punctul de rezemare apăreau eforturi locale de strivire. Soluția este indicată pentru conducte de diametru mare și presiune relativ mică. Grosimea pereților se poate reduce, iar în calcule se admite ipoteza unor pereți foarte subțiri cu comportare perfect elastică.

Conductele elastice nu pot prelua eforturi de încovoiere. Ele au totuși o capacitate mare de rezistență conform calculelor teoretice și experiențelor practice. Rezemarea lor se se poate realiza în trei moduri:

1 — pe inele fixate rigid;

2 — pe inele care permit deplasări longitudinale;

3 — pe inele care permit rotații și deplasări longitudinale.

Cu notațiile din figura 15-36 expresiile eforturilor unitare [7] produse de presiunea apei din axul conductei γH într-un punct oarecare P, sînt:

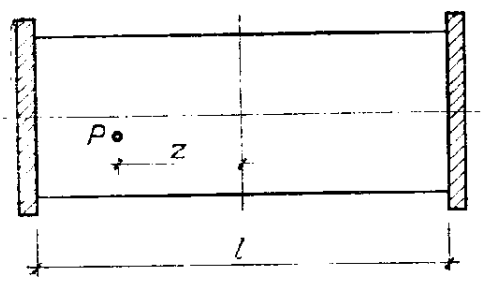
— *efortul inelar:*

$$\sigma_i = \frac{\gamma}{s}\,(H + R\,\cos\,\varphi)\,R \tag{28}$$

— *efortul longitudinal:*

în cazul 1

$$\sigma_l = \frac{\gamma}{s}\left[\left(\frac{l^2}{24} + \frac{R^2}{\mu} - \frac{z^2}{2}\right)\cos\,\varphi + \frac{RH}{\mu}\right]; \tag{29}$$



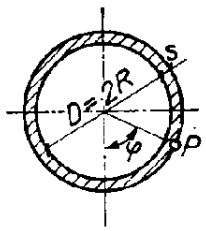


Fig. 15-36. Notații pentru calculul eforturilor în pereții conductelor elastice.

în cazul 2

$$\sigma_l = \frac{\gamma}{s}\left[\frac{l^2}{24} + \frac{R^2}{\mu} - \frac{z^2}{2}\right]\cos\varphi; \qquad (30)$$

în cazul 3

$$\sigma_l = \frac{\gamma}{s}\left[\frac{l^2}{8} - \frac{z^2}{2}\right]\cos\varphi. \qquad (31)$$

Efortul unitar de lunecare are expresia:

$$\tau = \frac{\gamma}{s} Rz \sin\varphi. \qquad (32)$$

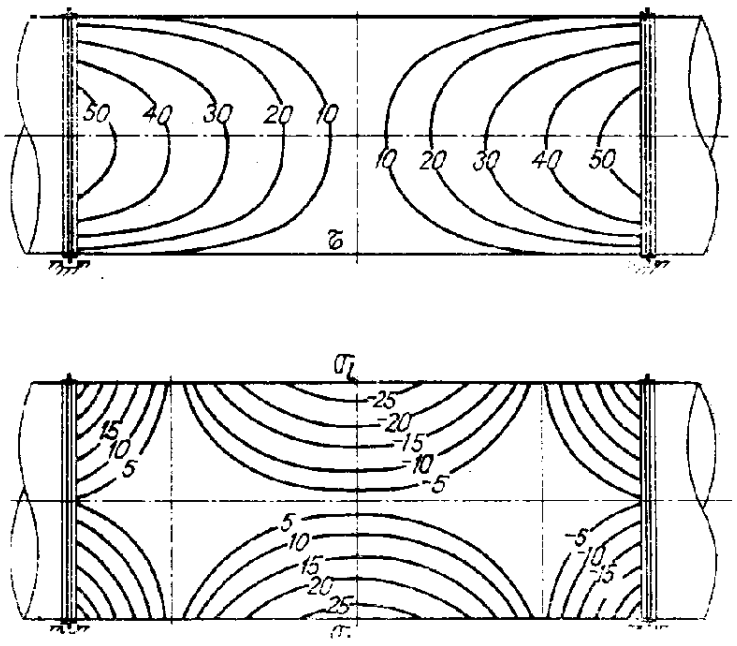


Fig. 15-37. Linii de egal efort în pereții unei conducte elastice:
(—) compresiuni; (+) tensiuni.

În figura 15-37 se indică liniile de egal efort de lunecare, de întindere și de compresiune la o conductă elastică cu inele de reazem deplasabile longitudinal ($D = 3{,}0$ m, $s = 10$ mm, $l = 8$m) [7]. Se constată că eforturile de lunecare cresc spre inelele de reazem și sînt maxime la extremitățile diametrului orizontal. Eforturile longitudinale σ_l sînt maxime la cheie și la talpă, în dreptul inelelor de rezemare. La o anumită distanță de la reazeme eforturile σ_l sînt nule pe întreg conturul.

41. Eforturi în inele de rezemare

În inelele de rezemare ale conductelor elastice se produc momente încovoietoare a căror mărime variază pe contur. Valoarea maximă a momentului corespunde unghiului $\varphi = 67°$ față de verticală și are expresia:

$$M = 0{,}015\ G_a R_m, \qquad (33)$$

unde:

R_m — raza medie a inelului de rezemare;

$G_a = \gamma \frac{\pi D^2}{4} l$ este greutatea apei care umple conducta între două inele.

În cazul unei conducte înclinate se consideră componenta normală.

Această valoare a momentului corespunde cazului cînd inelele reazemă pe montanți la extremitatea diametrului orizontal. Dacă punctele de rezemare ale inelelor sînt deplasate spre exterior cu $0{,}04\ R_m$, atunci valoarea momentului maxim scade pînă la:

$$M' = 0{,}0101\ G_a R_m. \qquad (33')$$

42. Condiții de dimensionare

Pentru dimensionarea conductelor metalice trebuie stabilite eforturile unitare admisibile în funcție de tipul oțelului și de natura solicitărilor considerate.

Pentru conductele avînd clasa a II-a de importanță [8] și pentru oțeluri cu rezistența de 3 700 kg/cm² eforturile unitare admisibile sînt [6]:

— la forțe principale $\sigma_{ad} = 1\,300$ kg/cm²
— la forțe principale + accidentale $\sigma_{ad} = 1\,650$ kg/cm²
— la forțe principale + accidentale + excepționale $\sigma_{ad} = 2\,150$ kg/cm².

La conductele de alte clase de importanță [8] valorile de mai sus se multiplică cu un coeficient c, cu valorile:

— pentru conducte de clasa I $c = 0{,}9$
— pentru conducte de clasa III și IV $c = 1{,}1$.

La combinația de forțe principale + accidentale + excepționale pentru clasele III și IV, coeficientul de multiplicare este $c = 1{,}0$.

În diferite țări există prescripții care indică eforturile admisibile ale oțelurilor care se utilizează. Se constată o tendință generală de sporire a acestora odată cu îmbunătățirea tehnologiei oțelului. La conductele forțate moderne se admit eforturi pînă la 2 400 ... 3 000 kg/cm².

În toate cazurile eforturile efective nu trebuie să depășească pe cele admisibile cu mai mult de 5%. Dacă conductele se dimensionează preliminar cu formula cazanelor, neglijîndu-se celelalte solicitări, normele sovietice indică o reducere a eforturilor admisibile cu 25%.

La grosimile stabilite prin calculele de rezistență trebuie să se adauge un spor pentru a se ține seama de rugină, uzură și imperfecțiuni de fabricație. Acest spor se ia:

— la conductele obișnuite 1 mm;
— la conductele supuse uzurii, datorită transportului de aluviuni și prin coroziune, 2 mm.

§ 10. CALCULUL MASIVELOR DE ANCORAJ ȘI AL REAZEMELOR INTERMEDIARE

43. Forțele care acționează

Forțele care acționează asupra unui masiv de ancoraj depind de rezolvarea constructivă a conductei forțate și de condițiile de funcționare. Pentru a putea calcula masivul trebuie găsită combinația de forțe cea mai defavorabilă. Conducta forțată poate fi prevăzută cu manșoane de dilatație amonte și aval de masiv — masivul M_2 din figura 15-38, sau, în mod curent, cu manșon de dilatație aval de masiv — masivul M_3 din figura 15-38. Mult mai rare sînt situațiile în care conducta forțată este încastrată în masivele de ancoraj, fără a avea prevăzute manșoane.

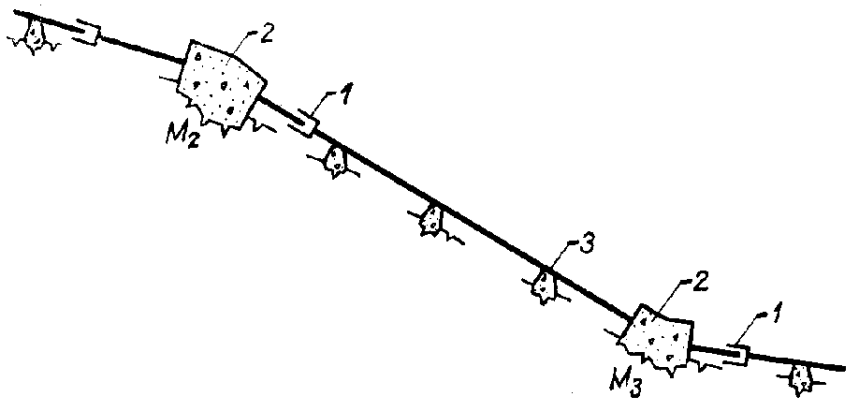


Fig. 15-38. Tipuri caracteristice de masive de ancoraj:
1 — manşon de dilataţie; *2* — masiv de ancoraj; *3* — reazem intermediar.

În ipoteza unui masiv de ancoraj cu manşoane dispuse amonte şi aval, la care funcţionarea manşoanelor este normală, combinaţia de forţe care se ia în consideraţie cuprinde (fig. 15-39):

1 — presiunea apei la schimbarea de direcţie, dinspre amonte (F_3, F_{14})
2 — presiunea apei la schimbarea de direcţie, dinspre aval (F'_3, F_{14})
3 — presiunea apei asupra manşonului din amonte (F_5)
4 — presiunea apei asupra extremităţii tronsonului din aval (F_5)
5 — forţa de frecare în manşonul din amonte, la dilataţie sau contracţie (F_8)
6 — forţa de frecare în manşonul din aval, la dilataţie sau contracţie (F_8).

Cînd se face ipoteza funcţionării cu manşoanele de dilataţie blocate în urma unor defecţiuni neprevăzute, forţele de frecare din manşoane se înlocuiesc cu forţele din variaţiile de temperatură.

În ipoteza unui masiv de ancoraj prevăzut cu manşon în aval, la care funcţionarea este normală, combinaţia de forţe pentru calcul cuprinde (fig. 15-40):

1 — presiunea apei la schimbarea de direcţie, dinspre amonte (F_3, F_{14})
2 — presiunea apei la schimbarea de direcţie, dinspre aval (F'_3, F_{14})
3 — presiunea apei asupra reducţiei din amonte (F_4)
4 — presiunea apei asupra manşonului din amonte (F_5)
5 — presiunea apei asupra extremităţii tronsonului din aval (F_5)

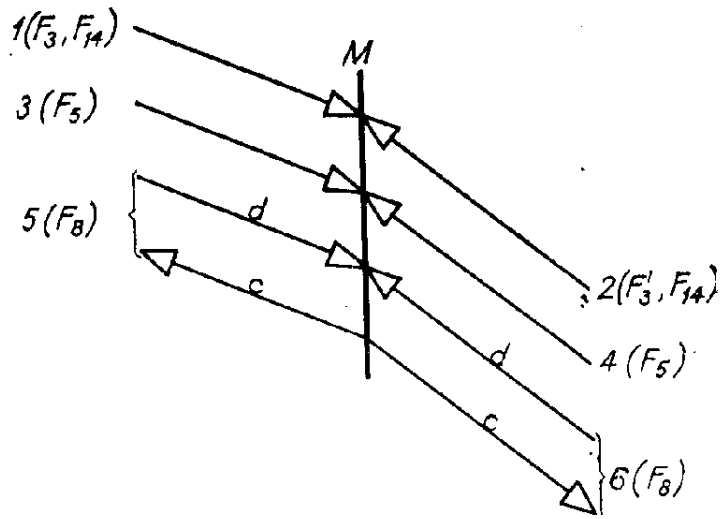


Fig. 15-39. Forţele care acţionează asupra unui masiv de ancoraj cu manşoane de dilataţie dispuse amonte şi aval:
d — la dilatare; *c* — la contracţie.

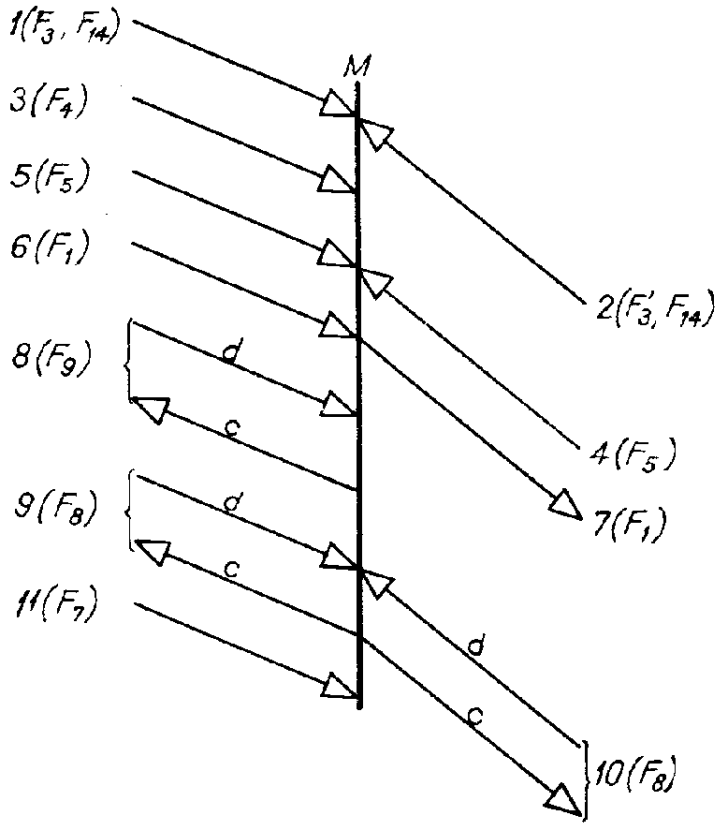


Fig. 15-40. Forțele care acționează asupra unui masiv de ancoraj cu manșon de dilatație în aval:
d — la dilatare; *c* — la contracție.

6 — componenta greutății proprii a tronsonului de conductă din amonte pînă la manșon (F_1)

7 — componenta greutății proprii a tronsonului de conductă din aval pînă la manșon (în general neglijabilă) (F_1)

8 — forța de frecare între conductă și reazeme ca urmare a dilatației sau contracției (F_9)

9 — forța de frecare în manșonul din amonte, la dilatație sau contracție (F_8)

10 — forța de frecare în manșonul din aval, la dilatație sau contracție (F_8)

11 — forța de frecare între apă și conductă (F_7).

Cînd se ia în considerație blocarea manșoanelor de dilatație, în urma unor eventuale defecțiuni, forțele de frecare între conductă și reazeme și din manșoane se înlocuiesc cu forțele din variațiile de temperatură. La forțele enumerate se adaugă după caz și alte solicitări.

44. Verificarea stabilității la alunecare

Dacă se descompune rezultanta generală a tuturor forțelor care acționează asupra masivului într-o componentă paralelă cu planul principal al fundației T și într-una normală pe acesta N, masivul se consideră stabil cînd:

— raportul $\operatorname{tg} \varphi = \frac{T}{N}$ corespunde unui unghi φ de maximum 20°;

— raportul $\frac{fN}{T}$ are valori mai mari de 1,5 ... 2,0, unde f este coeficientul de frecare dintre masiv și terenul de fundație.

Pornind de la exprimarea analitică a stabilității la alunecare se poate determina greutatea necesară a masivului.

În cazul unui masiv cu talpa de fundație orizontală, dacă se notează (fig.15-41):

H_i — componenta orizontală a unei forțe F_i care acționează asupra masivului;

V_i — componenta verticală a aceleiași forțe F_i;

G — greutatea proprie a masivului, acționînd în centrul de greutate al acestuia;

f — coeficientul de frecare statică dintre masiv și terenul de fundație; atunci expresia coeficientului de siguranță la alunecare este:

$$C = \frac{f(\Sigma V_i + G)}{\Sigma H_i}. \tag{34}$$

Dacă se admite o anumită valoare C_a a coeficientului de siguranță, se obține greutatea masivului de ancoraj:

$$G = \frac{C_a \Sigma H_i}{f} - \Sigma V_i. \tag{35}$$

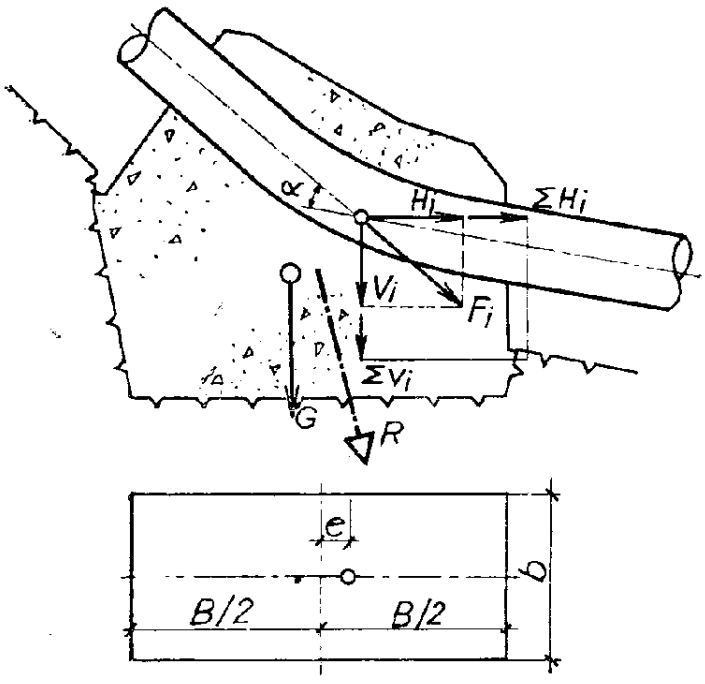


Fig. 15-41. Stabilitatea unui masiv cu talpă orizontală.

Masivele de ancoraj fundate pe rocă au însă de obicei fundația executată în trepte, înclinarea treptelor fiind normală pe rezultantă (fig. 15-42). Verificarea stabilității la alunecare se face pe planuri diferite de cel orizontal. Forțele se descompun pe o direcție Ox, paralelă cu suprafața de rezemare și o direcție Oy, perpendiculară pe aceasta. Se notează cu β unghiul direcției Ox cu orizontala și cu α_i unghiul pe care îl face tot cu orizontala direcția forțelor transmise la masiv. Proiecțiile unei forțe F_i pe direcțiile Ox și Oy sînt deci:

$$X_i = F_i \cos(\beta - \alpha_i);$$
$$Y_i = F_i \sin(\beta - \alpha_i). \tag{36}$$

Proiecțiile greutății G a masivului pe aceleași direcții sînt:

$$G_x = G \sin\beta;$$
$$G_y = G \cos\beta. \tag{37}$$

Coeficientul de siguranță la alunecare are deci expresia:

$$C = \frac{f(G\cos\beta - \Sigma Y_i)}{\Sigma X_i + G\sin\beta}. \tag{38}$$

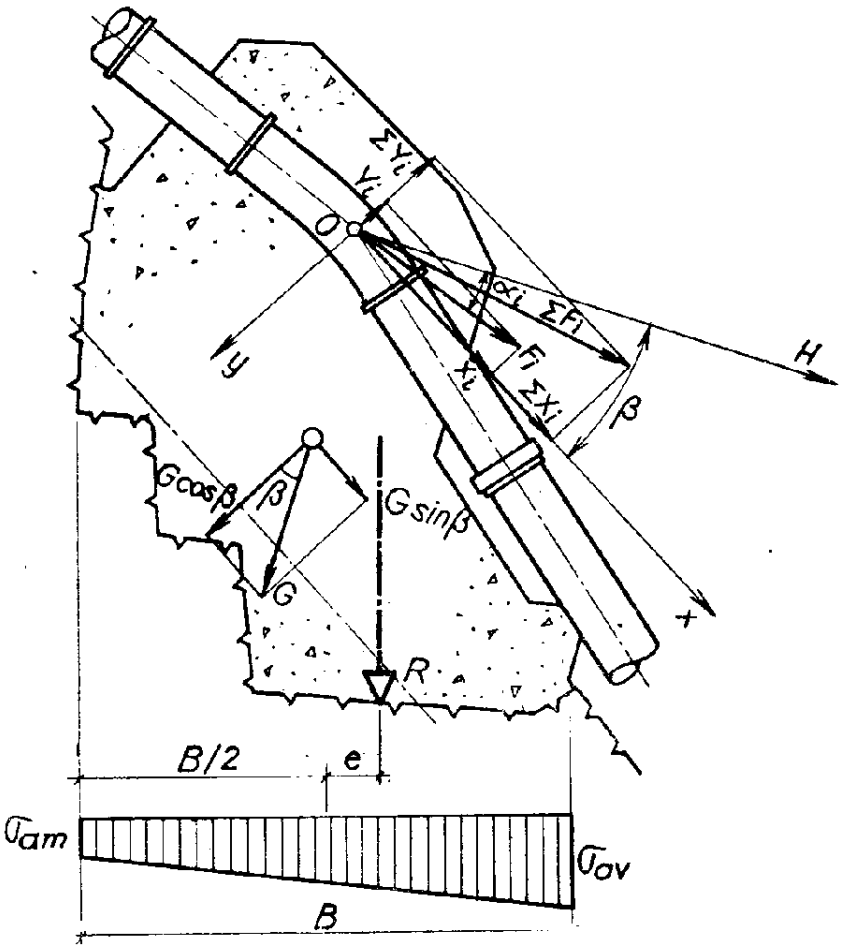


Fig. 15-42. Stabilitatea unui masiv cu fundația în trepte.

Greutatea necesară a masivului de ancoraj pentru a asigura stabilitatea la alunecare cu un coeficient de siguranță C_a este atunci:

$$G = \frac{C_a \Sigma X_i + f \Sigma Y_i}{f \cos \beta - C_a \sin \beta}. \tag{39}$$

Dacă masivul se fundează pe un versant nestîncos, verificarea stabilității la alunecare se face nu numai pe suprafața de fundație ci și pe suprafețe cuprinzînd versantul, luînd în considerație suprafețe de alunecare plane sau curbe.

45. Calculul presiunilor pe teren

În general fundațiile masivelor de ancoraj sînt înclinate sau în trepte. Pentru calculul eforturilor se consideră ca suprafață de fundație proiecția suprafeței reale de contact pe un plan perpendicular pe rezultantă (fig. 15-42). Se notează:

B — lungimea dreptunghiului de fundație;

Ω — suprafața fundației;

e — excentricitatea rezultantei față de centrul de greutate al fundației;

R — rezultanta tuturor forțelor inclusiv greutatea proprie a masivului.

Eforturile pe teren se calculează cu formula compresiunii excentrice:

$$\sigma = \frac{R}{\Omega}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right). \tag{40}$$

În schema generală de încărcare rezultanta are expresia:

$$R = \sqrt{(\Sigma X_i + G \sin \beta)^2 + (-\Sigma Y_i + G \cos \beta)^2}. \tag{41}$$

În cazul masivelor de ancoraj cu fundație orizontală Ω și B se referă la suprafața reală de rezemare.

Cînd masivul nu este simetric față de axul conductei, sau cînd schimbarea de direcție se produce și în plan orizontal și în plan vertical, creînd un cot spațial, formulele de mai sus nu mai sînt valabile. Calculul trebuie făcut luînd în considerație componentele forțelor după cele trei axe de coordonate.

46. Eforturile din corpul masivului

Se selectează o serie de secțiuni periculoase prin masivul de ancoraj, în zonele de grosime mai redusă sau slăbite de unghiurile intrînde ale treptelor de fundație. În aceste secțiuni se calculează eforturile normale și de lunecare. Pentru verificare se recomandă [7] ca efortul de compresiune să nu depășească 10 kg/cm², iar cel de lunecare 2 kg/cm². Dacă apar eforturi de întindere trebuie armat corpul masi-

vului în mod corespunzător. Limitarea eforturilor de compresiune este aproape întotdeauna realizabilă, dat fiind că stabilitatea la alunecare este condiția determinantă de dimensionare.

47. Calculul reazemelor intermediare

Asupra unui reazem intermediar acționează:

— forțele normale transmise de conductă;

— forțele de frecare transmise de conductă; coeficientul de frecare este cel corespunzător naturii materialelor în contact și modului de ungere;

— greutatea proprie a reazemului.

Condiția care se impune este ca rezultanta generală a acestor forțe să rămînă în sîmburele central al suprafeței de fundație. În acest caz se verifică presiunile maxime pe teren și se compară cu presiunile admisibile. Se verifică și în acest caz stabilitatea la alunecare după metodele arătate mai înainte.

§ 11. CALCULE HIDRAULICE

48. Calculul pierderilor de sarcină

Pierderile de sarcină liniare se pot calcula cu formula clasică a lui *Chézy*, valoarea coeficientului de viteză C fiind determinată cu relațiile lui *Pavlovski*, *Manning*, *Kutter* etc. În practică însă se utilizează în mod special formula lui *Scobey*, care ia în considerație diferitele caracteristici specifice ale conductelor metalice [12]:

$$I = a\frac{v^{1,9}}{D^{1,1}} \qquad (^0/_{00}) \tag{42}$$

unde:

I — panta liniei piezometrice;

v — viteza de curgere în conductă;

D — diametrul conductei;

a — coeficient care depinde de tipul conductei.

Pe baza acestei formule s-a întocmit abaca din figura 15-43 care permite determinarea diametrului în funcție de debit și de panta liniei piezometrice, sau determinarea pierderilor de sarcină pentru o conductă de dimensiuni cunoscute. Intrarea în abacă se face cu valoarea βQ pe ordonată, unde Q este debitul, iar $\beta = a^{1/1,9}$. Valorile lui a și β sînt date în tabelul 15-2.

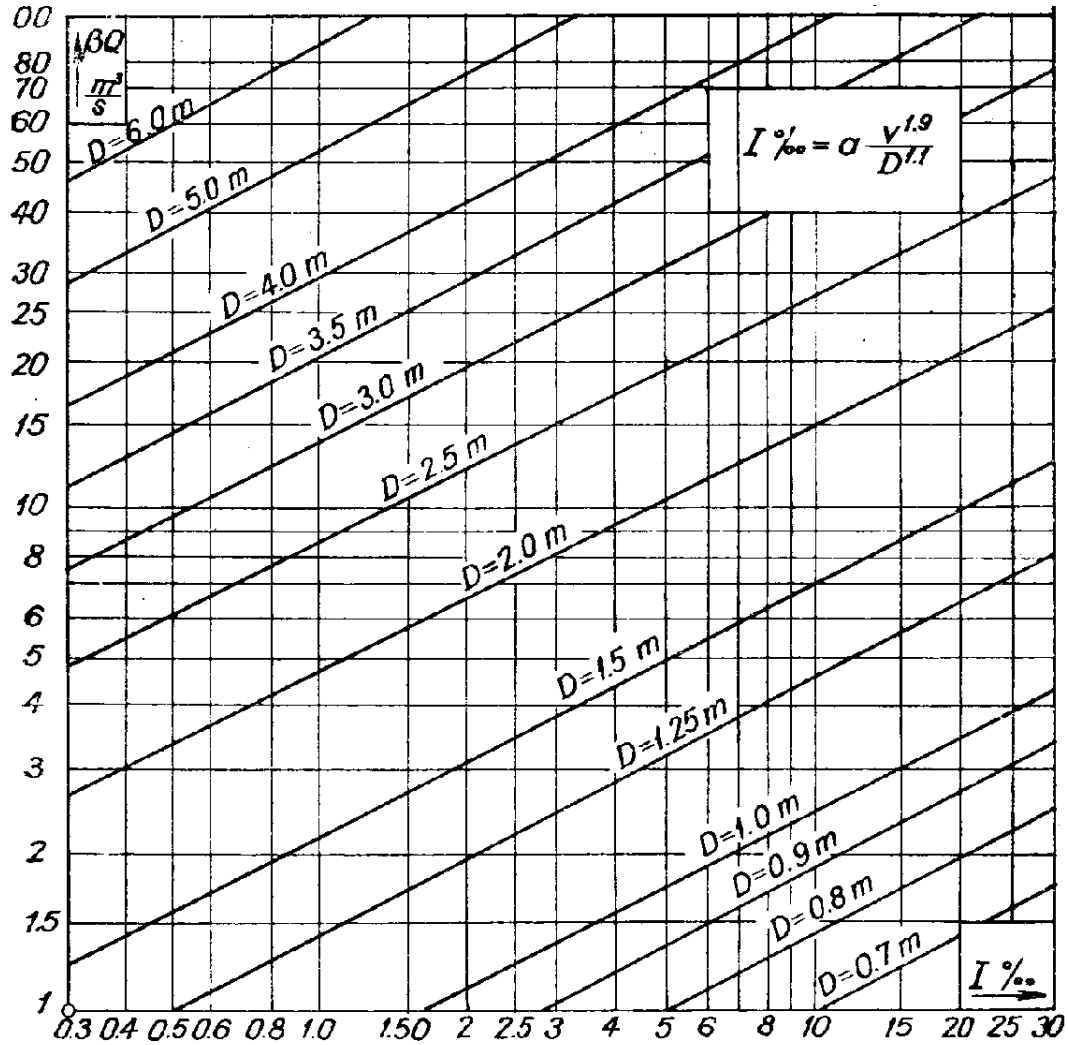


Fig. 15-43. Abacă pentru calculul hidraulic al conductelor metalice (după Scobey).

TABELUL 15-2

Clasa	Caracteristicile conductei	a	β
1	Conducte cu cusături transversale și longitudinale nituite, cu nituri cu cap neîngropat		
	a) grosimea pereților $\leqslant$ 5 mm	0,981	0,990
	b) grosimea pereților 6 ... 11 mm, îmbinări prin suprapunere	1,138	1,070
	c) grosimea pereților $\geqslant$ 12 mm, îmbinări prin suprapunere, sau grosimea pereților 6 ... 11 mm, îmbinări prin eclisare dublă	1,240	1,120
	d) grosimea pereților $\geqslant$ 12 mm, îmbinări prin eclisare dublă	1,342	1,167
2	Conducte cu cusături transversale nituite, cu cap neîngropat, cusăturile longitudinale fiind netede (sudate)	0,878	0,934
3	Conducte cu suprafața interioară netedă (sudate, laminate etc.)	0,826	0,904

La conductele metalice rugozitatea și deci pierderile de sarcină cresc în timp. Pierderile de sarcină calculate cu formula lui *Scobey* trebuie afectate cu un coeficient de majorare m, care este funcție de durata de exploatare și de calitatea apei. Valorile coeficientului m se dau în tabelul 15-3 [13].

TABELUL 15-3

Durata de exploatare (ani) / Calitatea apei	10	20	30	40	50
Apă curată	1,11	1,22	1,35	1,49	1,65
Apă corosivă	1,16	1,35	1,57	1,85	2,12

Pierderile de sarcină locale se determină cu formula generală:

$$\Delta h = \zeta \frac{v^2}{2g}$$

unde ζ este un coeficient care depinde de natura rezistenței locale și se găsește în literatură. Cîteva valori caracteristice, după *E. Mosonyi* [13], sînt:

— intrare cu racord gradual $\zeta = 0{,}10 \ldots 0{,}20$
— reducere de secțiune cu confuzor $\zeta = 0{,}02 \ldots 0{,}05$
— vană fluture deschisă $\zeta = 0{,}05 \ldots 0{,}25$
— vană tip ac $\zeta = 0.20 \ldots 0{,}25$
— coturi (în funcție de unghiul cotului și raza de curbură) $\zeta = 0{,}05 \ldots 0{,}15$

49. Fenomenul loviturii de berbec

La manevre de închidere sau deschidere a vanelor de la turbine au loc variații ale vitezei pe conducta forțată care se produc într-un interval de timp scurt, și sînt însoțite de variații importante și rapide ale presiunii ce se propagă sub formă de unde în lungul conductei. Fenomenul poartă denumirea de *lovitură de berbec.*

O însemnătate deosebită pentru dimensionarea conductelor forțate o are suprapresiunea produsă de lovitura de berbec la închiderea vanelor. Scăderile de presiune din conductă, care apar la deschiderea vanelor, trebuie la rîndul lor evaluate pentru a preveni apariția depresiunilor și a evita voalarea pereților conductei.

Fenomenul fizic poate fi ilustrat schematic după cum se arată în figura 15-44. Prin închiderea vanei din secțiunea $O—O$, situată la extremitatea aval a conductei, debitul și deci implicit și energia cinetică se micșorează. Concomitent, presiunea crește prin transferarea energiei cinetice în energie elastică de comprimare a apei. Modificările de debit și de presiune, produse de manevrarea vanei, se propagă de-a lungul conductei cu viteza a, numită *viteză de propagare.* Mărimea ei

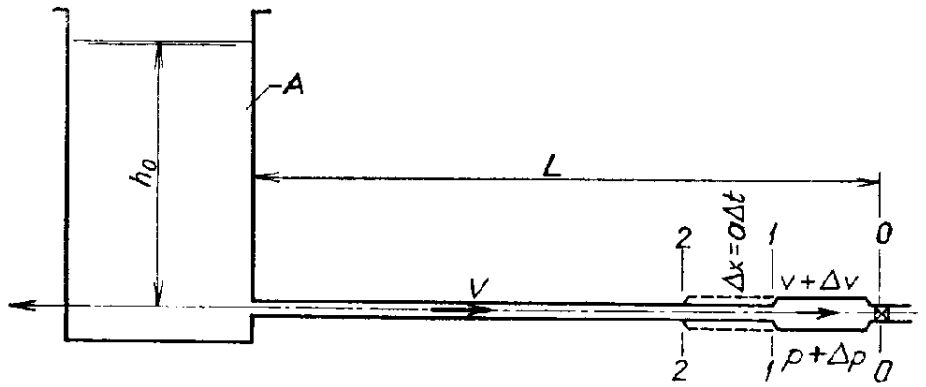


Fig. 15-44. Schema producerii suprapresiunilor în conductă.

se poate considera egală cu celeritatea c, definită ca viteza de propagare în fluidul în repaus. Într-o altă formulare, se poate spune că prin manevra vanei se generează unde de debit şi unde de presiune care se propagă de-a lungul conductei cu viteza a.

Cînd undele de presiune întîlnesc instalaţii sau neuniformităţi pe conductă (castel de echilibru, ramificaţie, reducţie, variaţia grosimii pereţilor etc.) ele se reflectă şi se refractă. După un timp oarecare, în conductă există un sistem de unde primare şi secundare (reflectate şi refractate), care prin suprapunere cu situaţia iniţială conduc la valori noi, variabile în timp, ale debitului şi presiunii.

Primele investigaţii teoretice ale fenomenului au fost făcute de *N. E. Jukowski*, iar soluţia generală a problemei a fost dată de *L. Allievi*. Rezolvarea riguroasă a problemei loviturii de berbec conduce la un sistem de două ecuaţii cu derivate parţiale:

$$\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{g}{a^2}\frac{\partial h}{\partial t} \tag{44}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} = g\frac{\partial h}{\partial x} \tag{45}$$

unde:

h — cota piezometrică;
v — viteza apei în conductă;
x — abscisa secţiunii considerate, măsurată din secţiunea vanei;
a — viteza de propagare a undei de presiune.

Integrarea sistemului conduce la soluţia generală:

$$h - h_0 = f_1\left(t - \frac{x}{a}\right) + f_2\left(t + \frac{x}{a}\right) \tag{46}$$

$$v - v_0 = \frac{g}{a}f_1\left(t - \frac{x}{a}\right) + \frac{g}{a}f_2\left(t - \frac{x}{a}\right) \tag{47}$$

unde h_0 şi v_0 sînt valorile iniţiale ale presiunii şi vitezei din conductă în secţiunea x, iar f_1 şi f_2 sînt două funcţii de timp şi spaţiu. Forma funcţiilor f_1 şi f_2 se determină în fiecare caz în parte după studierea condiţiilor la limită.

În continuare se prezintă o rezolvare simplificată a problemei, urmărind numai valorile modificărilor de presiune în conductă şi modul de realizare al acestora [8].

50. Lovitura de berbec directă

Faza loviturii directe în dreptul vanei durează pînă la sosirea primei unde reflectate. La începutul fazei, unda de creştere a presiunii se deplasează înspre amonte cu viteza a, pînă va întîlni rezervorul A (castelul de echilibru, camera de încărcare). Dacă rezistenţa hidraulică a branşamentului este mică, în punctul de legătură al conductei cu camera de echilibru variaţia presiunii nu poate avea loc, deoarece presiunea în acest punct este determinată de înălţimea de apă din rezervor, Creşterea presiunii provocată de unda ce vine dinspre aval este deci anulată în camera de echilibru şi ca urmare în secţiunea de legătură are loc o coborîre a presiunii, egală cu această creştere. De la camera de echilibru începe să se mişte spre aval, cu aceeaşi viteză a, unda reflectată cu efect de coborîre a presiunii.

Timpul în care o undă de presiune străbate în întregime conducta şi revine la ocul de formare se numeşte *timp de reflexie:*

$$t_r = \frac{2L}{a}. \tag{48}$$

Dacă aparatul director al turbinei se închide într-un timp $T < t_r$, atunci la întoarcere unda reflectată găseşte aparatul închis şi se produce aşa-numita *lovitură directă.*

Valoarea creşterii de presiune (în metri coloană de apă) este [14]:

$$\Delta h = -\frac{a\Delta v}{g} \tag{49}$$

unde Δv reprezintă modificarea vitezei de curgere pe conductă.

Viteza de propagare a undelor, în conducte prevăzute cu manşon de dilataţie pe tronsonul dintre două masive de ancoraj, este dată de relaţia:

$$a = \frac{1\,425}{\sqrt{1 + \frac{\varepsilon}{E}\frac{D}{s}}} \tag{50}$$

în care:

ε — modulul de elasticitate al apei ..... $2{,}07 \cdot 10^4$ kg/cm^2;
E — modulul de elasticitate al oţelului ..... $2{,}10 \cdot 10^6$ kg/cm^2;
D — diametrul conductei;
s — grosimea peretelui conductei.

În cazul conductelor cu pereţi groşi relaţia devine [10]:

$$a = \frac{1\,425}{\sqrt{1 + \frac{2\varepsilon}{E}\frac{r_i^2 + r_e^2}{r_e^2 - r_i^2}}}, \tag{51}$$

unde r_i şi r_e reprezintă raza interioară şi exterioară a conductei.

Se remarcă faptul că creşterea presiunii este proporţională cu viteza de propagare a. Pentru cazul extrem $E\frac{s}{D} = \infty$, celeritatea are valoarea maximă $a = 1\,425$ m/s.

În practică raportul $\frac{s}{D}$ variază la conductele metalice între $\frac{1}{50}$ și $\frac{1}{200}$, iar a variază între 800 și 1 200 m/s, fiind în general aproape de 1 000 m/s.

Creșterea presiunii în conductă (suprapresiunea dinamică) are valori importante; astfel, la o modificare a vitezei de curgere cu numai 1 m/s suprapresiunea este de 8 ... 14 atmosfere. Modificarea presiunii la partea inferioară a conductei nu depinde de legea de variație a vitezei în timp ci numai de valorile sale inițiale și finale.

Cînd are loc o micșorare a presiunii, prin deschiderea aparatului director, apare unda de coborîre a presiunii. Scăderea de presiune este dată de relația:

$$\Delta h = \frac{a \Delta v}{g}. \tag{52}$$

51. Lovitura de berbec indirectă

Cînd unda reflectată ajunge la vană înainte de închiderea ei completă $\left(t_r = \frac{2L}{a} < T\right)$ nu se poate produce suprapresiunea maximă. În conductă se produce *lovitura indirectă*. Creșterea presiunii la partea inferioară depinde de variația în timp a deschiderii vanei. Fenomenul se poate împărți în mai multe faze, fiecare de durată $t_r = \frac{2L}{a}$.

Se notează cu τ gradul de închidere a vanei, adică raportul între suprafața rămasă deschisă și suprafața conductei complet deschise. Mărimea lui variază între 1 și 0. Notînd cu V viteza pe conductă cînd vana este complet deschisă, cu h_0 presiunea dinainte de închidere și cu h noua presiune de la capătul aval, în urma interacțiunii cu vana, expresia vitezei este:

$$v = V \tau \sqrt{\frac{h}{h_0}}. \tag{53}$$

Introducînd notația $z = \frac{h - h_0}{h_0}$, care reprezintă creșterea relativă a presiunii, se poate scrie:

$$\frac{h}{h_0} = 1 + z \tag{54}$$

și deci:

$$v = V \tau \sqrt{1 + z}. \tag{55}$$

Variația presiunii se studiază la sfîrșitul fiecărei faze de durată t_r.

Faza întîi. În această fază se poate aplica formula din cazul loviturii directe, deoarece nu există încă influența undei reflectate. Viteza inițială este $v_0 = V\tau_0$. Creșterea presiunii va fi dată de relația:

$$\Delta h = zh_0 = -\frac{a}{g}(v - v_0) \tag{56}$$

sau ținînd seama de expresiile vitezelor:

$$zh_0 = \frac{aV}{g}(\tau\sqrt{1+z} - \tau_0) \tag{57}$$

de unde:

$$\tau\sqrt{1+z} = \tau_0 - \frac{gzh_0}{aV}. \tag{58}$$

Introducînd notația:

$$\rho = \frac{aV}{2gh_0\tau_0} \tag{59}$$

se obține:

$$\tau\sqrt{1+z} = \tau_0 - \frac{z}{2\rho}. \tag{60}$$

Deoarece se cunoaște τ în orice moment din prima fază, relația (60) apare ca o ecuație în z care permite determinarea creșterii presiunii în momentul respectiv.

La sfîrșitul primei faze, dacă gradul de închidere este τ_1, rezultă:

$$\tau_1\sqrt{1+z_1} = \tau_0 - \frac{z_1}{2\rho}. \tag{61}$$

Faza a doua. În secțiunea vanei vor exista pe durata acestei faze trei unde:

— *unda primară*, produsă de închiderea vanei, care se propagă spre amonte;
— *unda negativă*, reflectată de camera de echilibru, care se propagă din amonte;
— *unda reflectată de vană*, care se propagă tot spre amonte.

Creșterea relativă a presiunii în faza a doua, z_2, poate fi considerată ca sumă a două componente:

$$z_2 = z_2' + z_2''$$

în care:

z_2' — suma undei primare și a celei reflectate de vană;
z_2'' — unda negativă reflectată de camera de echilibru.

Se notează cu $\Delta v'$ și $\Delta v''$ variațiile de viteză corespunzătoare celor două grupări de unde:

$$z_2' = -\frac{a\Delta v'}{gh_0}; \qquad z_2'' = +\frac{a\Delta v''}{gh_0} \tag{62}$$

adică:

$$\Delta v' = -\frac{gh_0}{a} z_2'; \qquad \Delta v'' = +\frac{gh_0}{a} z_2'' \cdot \tag{63}$$

Variația totală de viteză este deci:

$$\Delta v = \Delta v' + \Delta v'' = -\frac{gh_0}{a}(z_2' - z_2'') = V\tau_2\sqrt{1+z_2} - V\tau_0$$

unde τ_2 este gradul de închidere în faza doua.
Rezultă:

$$\tau_2\sqrt{1+z_2} - \tau_0 = -\frac{1}{2\rho}(z_2' - z_2'') \cdot \tag{64}$$

Înlocuind

$$z_2' = z_2 - z_2''$$

se obține:

$$\tau_2\sqrt{1+z_2} - \tau_0 = -\frac{1}{2\rho}(z_2 - 2z_2'') \cdot \tag{65}$$

Unda z_2'' reflectată de camera de echilibru este însă egală și de sens contrar cu creșterea relativă de presiune z_1 de la sfîrșitul primei faze: $z_2'' = -z_1$. Rezultă deci:

$$\tau_2\sqrt{1+z_2} = \tau_0 - \frac{z_2}{2\rho} - \frac{z_1}{\rho} \cdot \tag{66}$$

Ecuația (66) permite calculul lui z_2 și deci al suprapresiunii din faza a doua, dacă se cunosc z_1 și τ_2.

Fazele următoare. În baza aceluiași raționament, pentru fazele următoare (n) se obține ecuații de tipul:

$$\tau_n\sqrt{1+z_n} = \tau_0 - \frac{z_n}{2\rho} - \frac{1}{\rho}\sum_1^{n-1} z_i \cdot \tag{67}$$

Ecuația (67) reprezintă soluția generală a loviturii de berbec indirecte și este valabilă pentru orice lege de variație a deschiderii vanei.

52. Lovitura indirectă în cazul variației liniare a închiderii vanei

Pentru dimensionarea conductei forțate este determinantă valoarea maximă a creșterii presiunii. Reflectările undelor pot avea loc cu sau fără schimbare de semn. Pentru o serie consecutivă de faze, creșterea presiunii z_n poate să crească sau să scadă în faza următoare, în comparație cu z_{n-1} din faza precedentă.

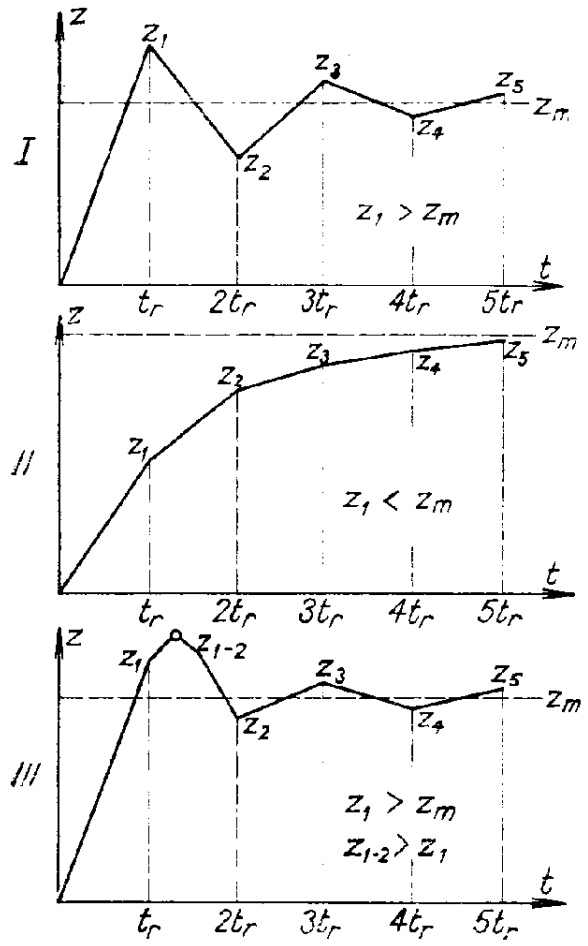


Fig. 15-45. Situații caracteristice în cazul loviturii indirecte.

În cazul variației liniare a închiderii sau deschiderii vanei, se disting trei cazuri caracteristice de variație a presiunii în timpul loviturii de berbec (fig. 15-45). În prima situație, valorile z într-o serie consecutivă de faze vor oscila în jurul unei valori limită z_m. Valoarea maximă a creșterii presiunii se obține la sfîrșitul primei faze. În situația a doua, presiunea din conductă în dreptul vanei continuă să crească de la o fază la alta, tinzînd către valoarea z_m pe care nu o depășește nici o dată. În a treia situație, la sfîrșitul primei faze creșterea de presiune nu a atins valoarea maximă, ea fiind realizată în timpul fazei a doua. Dat fiind că acest caz se întîmplă rar, iar sporul de presiune peste cel al fazei întîi este redus, se poate considera că valoarea maximă se atinge la sfîrșitul fazei întîi.

La variația liniară a închiderii, dacă T este timpul de închidere completă, gradul de închidere τ va fi în orice moment t:

$$\tau = 1 - \frac{t}{T}. \tag{68}$$

La sfîrșitul fazei n, $t = nt_r$ și

$$\tau = 1 - n\frac{t_r}{T},$$

iar variația închiderii în timpul t_r:

$$\Delta\tau = -\frac{t_r}{T} = -\frac{2L}{aT}.$$

La deschiderea vanei va exista în mod asemănător:

$$\tau = \frac{t}{T} \tag{69}$$

și

$$\Delta\tau = \frac{t_r}{T} = \frac{2L}{aT}.$$

Cazul $z_1 > z_m$. Corespunde în general conductelor de mare presiune, peste 100 ... 250 m, și este caracterizat de condiția $\rho\tau_0 < 1{,}0$.

Suprapresiunea se calculează corespunzător primei faze z_1 şi are, în cazul în care deschiderea iniţială a vanei era totală ($\tau_0 = 1$), valoarea:

$$z_1 = \frac{2\sigma}{1 + \rho\tau_0 + \sigma}, \tag{70}$$

sau mai exact:

$$z_1 = 2\mu\left(1 + \mu\tau_1^2 - \tau_1\sqrt{1 + 2\mu + \tau_1^2\mu^2}\right), \tag{71}$$

cu:

$$\tau_1 = 1 - \frac{2L}{aT}. \tag{72}$$

Notaţiile sînt:

$$\sigma = \frac{LV}{gh_0T} \quad \text{şi} \quad \mu = \frac{aV}{2gh_0}. \tag{73}$$

Cazul $z_1 < z_m$. Corespunde conductelor cu presiunea sub 70 ... 150 m şi este caracterizat de condiţia $\rho\tau_0 > 1{,}0$. Se calculează numai suprapresiunea z_m cu formula ($\tau_0 = 1$):

$$z_m = \frac{2\sigma}{2 - \sigma}, \tag{74}$$

sau:

$$z_m = \frac{\sigma}{2}\left(\sqrt{\sigma^2 + 4} + \sigma\right). \tag{75}$$

Delimitarea celor două cazuri se poate face mai exact cu ajutorul diagramei din figura 15-46. Dacă valorilor σ şi $\rho\tau_0$ ale conductei date le corespunde un punct în zona *I*, atunci $z_1 > z_m$, iar dacă punctul cade în zona a *II*-a, atunci $z_1 < z_m$. Dreapta dusă din origină sub un unghi de 45° determină încă o zonă, *III*, unde se observă prezenţa loviturii directe.

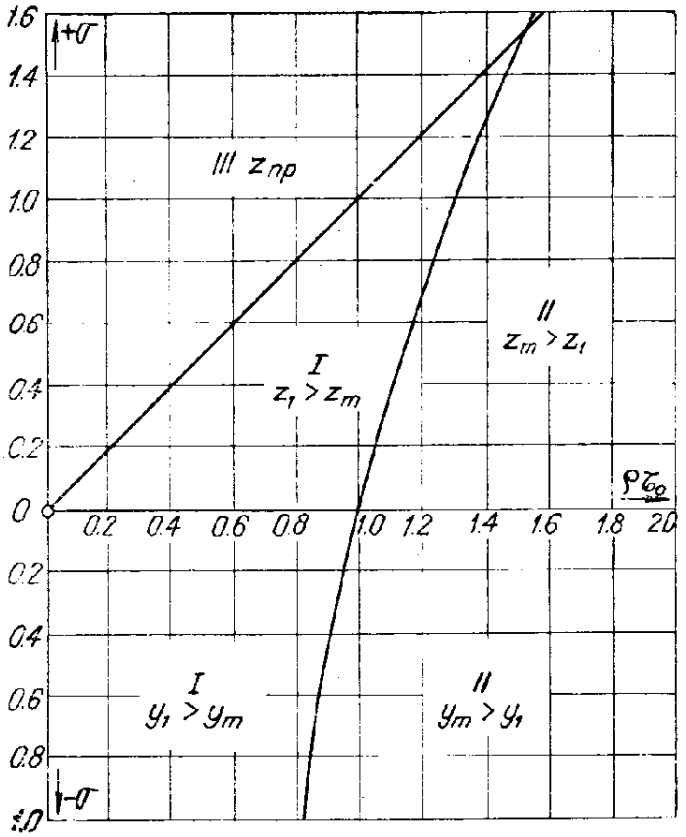


Fig. 15-46. Diagrama de delimitare a situaţiilor caracteristice:
I, *II* — lovitură indirectă; *III* — lovitură directă.

53. Scăderea presiunii la deschiderea vanei

În cazul unei deschideri a vanei se produce lovitura de berbec negativă. Desfăşurarea fenomenului este analoagă cu cea din cazul loviturii pozitive.

Continuarea curbei care limitează zonele *I* şi *II* din figura 15-46 în sectorul valorilor negative ale

lui σ permite determinarea acelorași cazuri caracteristice (depresiunea maximă se obține la sfîrșitul primei faze sau la sfîrșitul deschiderii). Dacă deschiderea se face de la $\tau_0 = 0$ atunci $\rho\tau_0 = 0$ și în toate situațiile valoarea maximă a depresiunii se va realiza la sfîrșitul primei faze.

Dacă se notează în acest caz $h_0 - h = yh_0$, unde y reprezintă descreșterea relativă a presiunii, pentru cazurile caracteristice se obține:

$$y_1 = \frac{2\sigma}{1 + \rho\tau_0 + \sigma}; \tag{76}$$

$$y_m = \frac{\sigma}{2}\left(\sqrt{\sigma^2 + 4} - \sigma\right). \tag{77}$$

54. Lovitura indirectă pentru căderi de sarcină mici

Fenomenul loviturii de berbec depinde de mărimile $\rho\tau_0$ și σ, adică este determinat și de mărimea deschiderii inițiale τ_0. Dacă turbina lucrează în plină sarcină, $\tau_0 = 1$, și admițînd că $\rho > 1{,}5$ atunci valoarea maximă a presiunii (z_m) se va atinge la sfîrșitul închiderii (fig. 15-46). Dacă $\rho > 1{,}5$ dar înainte de închidere sarcina turbinei era redusă, $\tau_0 \ll 1$, atunci $\rho\tau_0 < 1$ și creșterea maximă de presiune va fi atinsă în prima fază, rezultînd $z_1 > z_m$. Se vede deci că uneori căderea unei sarcini mai mici poate provoca creșteri mai mari ale presiunii [8].

Dacă se reprezintă valoarea suprapresiunii care apare în conductă în funcție de τ_0, se obține variația din figura 15-47. Analizînd această variație, se constată că:

— pentru deschideri inițiale $\tau_0 > \frac{1}{\rho}$, creșterea maximă a presiunii se realizează la sfîrșitul închiderii și este egală cu z_m;

— pentru deschideri inițiale între $\tau_0 = \frac{1}{\rho}$ și $\tau_0 = \tau_{cr} = \frac{\sigma}{\rho} = \frac{2L}{aT}$ creșterea presiunii este $z_1 > z_m$ și este cu atît mai mare cu cît τ_0 este mai redus;

— pentru deschideri inițiale $\tau_0 \leqslant \tau_{cr}$ apare fenomenul loviturii directe și creșterea presiunii trebuie calculată după relația $z_{max} = 2\rho\tau_0$;

— cea mai mare creștere a presiunii are loc pentru deschiderea inițială $\tau_0 = \tau_{cr}$ și este egală cu $z_{max} = 2\sigma$.

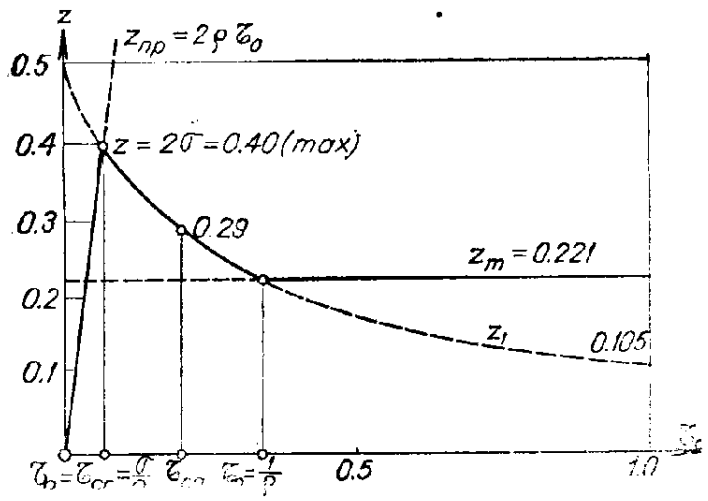


Fig. 15-47. Variația suprapresiunii în funcție de deschiderea inițială a turbinei.

De remarcat că în practică valoarea maximă z_{max} nu se realizează întotdeauna. Dacă deschiderea la mers în gol $\tau_{og} > \tau_{cr}$ atunci ea nu apare niciodată.

Pentru a evita apariția unor creșteri foarte mari ale presiunii la căderea de la sarcini mici (critice sau apropiate de valoarea critică), se modifică legea de închidere liniară, realizînd o închidere mai lentă spre sfîrșit.

55. Repartiția suprapresiunilor în lungul conductei

Calculele de mai sus s-au referit la extremitatea aval a conductei, unde este montată vana. Pentru dimensionarea unei conducte forțate este însă necesar să se cunoască și repartiția presiunilor de-a lungul conductei.

În cazul unei conducte de lungime infinită, pe întreaga conductă se produce lovitura directă. Suprapresiunea are valoarea:

$$z = -\frac{a}{gh_0}(v - v_0) = 2\rho\tau_0. \tag{78}$$

În cazul unei conducte de lungime finită, la care $L > \frac{aT}{2}$, la partea inferioară a conductei se produce lovitura directă, dar ea se propagă numai pe o anumită lungime a conductei (fig. 15-48). Punctul care delimitează zona loviturii directe de cea a loviturii indirecte se găsește la o distanță $\frac{aT}{2}$ de la camera de echilibru, deoarece unda se poate întoarce reflectată în acest punct după timpul T.

În cazul unei conducte de lungime finită, la care $L < \frac{aT}{2}$, pe întreaga conductă se produce lovitura indirectă. În camera de echilibru nu poate avea loc o creștere a presiunii din cauza loviturii de berbec. În orice secțiune însă, situată în aval, unda negativă reflectată de camera de echilibru va întîlni unda directă de

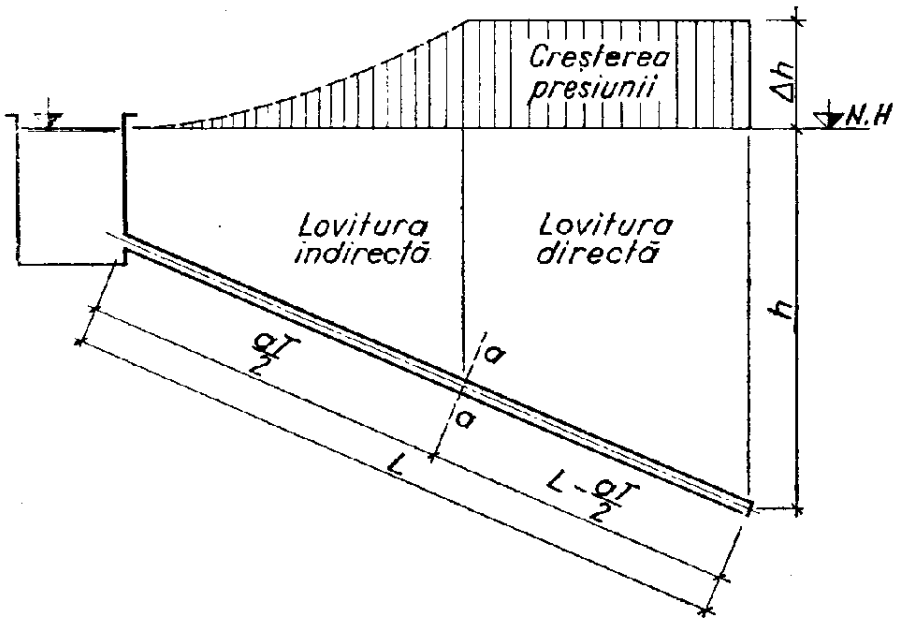


Fig. 15-48. Repartiția suprapresiunilor în lungul conductei în situația loviturii directe.

jos, cu atît mai repede cu cît această secțiune va fi mai aproape de camera de echilibru. De aceea presiunea crescătoare condusă de unda primară va fi micșorată mult mai repede de unda negativă în secțiunile apropiate. Creșterea de presiune va fi deci cu atît mai mică cu cît secțiunea se găsește mai aproape de camera de echilibru. Se poate demonstra că în cursul primei faze, în punctul situat la distanța l de camera de echilibru, fenomenul va decurge ca și cînd aici s-ar găsi organul regulator. Închiderea lui se face la fel cu cea a vanei de la capătul inferior al conductei, dar cu întîrzierea timpului necesar undei ca să străbată distanța de la punctul inferior la secțiunea dată: $\left(\frac{L-l}{a}\right)$.

Se poate determina în acest fel creșterea și coborîrea presiunii la sfîrșitul primei faze, în orice punct al conductei situat la distanța l de camera de echilibru, folosind formulele stabilite pentru partea inferioară a conductei [8].

Mărimile coeficienților caracteristici vor fi în acest caz:

$$\rho = \frac{aV}{2gh_0}$$

și

$$\sigma' = \rho \frac{2l}{aT} = \frac{lV}{gh_0T}, \tag{79}$$

unde timpul de închidere T rămîne neschimbat. Deschiderea vanei fictive în punctul considerat, la sfîrșitul primei faze este:

$$\tau_1' = \tau_0 \pm \frac{2l}{a}. \tag{80}$$

Calculînd astfel presiunile în diferite secțiuni ale conductei se poate construi graficul repartizării presiunilor. Pentru valoarea limită a creșterii presiunii z_m și a descreșterii presiunii y_m se poate admite o variație liniară pe lungime.

56. Lovitura de berbec în conducte cu caracteristici variabile

Aproape toate conductele metalice au grosimea pereților crescătoare dinspre amonte spre aval din condiții de rezistență. La conductele lungi, de mare presiune, din motive economice este avantajoasă variația diametrului, micșorîndu-l pe măsura creșterii presiunii.

Caracteristicile conductei, viteza V și celeritatea a, se schimbă în fiecare secțiune unde variază diametrul D și grosimea conductei s. În astfel de secțiuni unda de presiune își schimbă mărimea și apar noi unde reflectate. Soluția completă a problemei este dată de *Jaeger* [15], însă este greu de aplicat în calculele curente.

Allievi propune ca în cazul loviturii indirecte să nu se considere fenomenul reflexiei și să se facă calculul ca pentru o conductă cu caracteristici constante, lucrînd cu valorile lor medii [8].

În cazul conductei constituite din n sectoare de lungime l_1, l_2 ... l_n, cu lungimea totală $L = \sum_1^n l_i$, valorile medii ponderate ale celerității și vitezei pe conductă sînt:

$$a_m = \frac{L}{\sum_1^n \frac{l_i}{a_i}}, \tag{81}$$

$$V_m = \frac{\sum_1^n V_i l_i}{L}. \tag{82}$$

Pentru calculul loviturii indirecte caracteristicile medii ale conductei se determină cu relațiile:

$$\rho_m = \frac{a_m V_m}{2gh_0}; \qquad \sigma_m = \frac{LV_m}{gh_0 T}. \tag{83}$$

Pentru calculul loviturii directe, atunci cînd se produce pe ultimul tronson, notînd cu 1 indicele acestuia se obține în dreptul vanei de închidere:

$$\rho = \frac{a_1 V_1}{2gh_0}. \tag{84}$$

57. Calculul practic al loviturii de berbec

Organele de închidere ale turbinelor sînt astfel reglate încît suprapresiunile sînt limitate la o anumită valoare, care este precizată de furnizorul echipamentului.

Se admite ca suprapresiunea maximă lîngă vana de închidere să fie o cotă parte din presiunea statică p_0 [14]:

— *la căderi mari*, cu turbine Pelton:

$$\frac{\Delta p_{max}}{p_0} = 0{,}10 \ldots 0{,}15;$$

— *la căderi mijlocii*, cu turbine cu reacție:

$$\frac{\Delta p_{max}}{p_0} = 0{,}15 \ldots 0{,}30;$$

— *la căderi mici:*

$$\frac{\Delta p_{max}}{p_0} = 0{,}30 \ldots 0{,}70 \text{ la închidere}$$

și

$$\frac{\Delta p_{max}}{p_0} = 0{,}20 \ldots 0{,}50 \text{ la deschidere.}$$

Aceleași valori se admit și pe traseul conductei pentru rapoartele $\frac{\Delta p}{p_i}$. Fiecare tronson de conductă situat între două puncte cu suprapresiuni calculate se dimensionează pentru presiunea totală de la extremitatea aval a tronsonului respectiv.

Valorile limitative indicate nu scutesc pe proiectant de obligația de a efectua calculul loviturii de berbec în anumite ipoteze caracteristice. Normele sovietice [6], indică pentru calcul următoarele ipoteze:

— căderea totală sau parțială a sarcinii centralei, determinîndu-se atît suprapresiunea cît și depresiunea ce urmează după aceea;

— punerea sub sarcină a centralei, determinîndu-se atît presiunea cît și suprapresiunea care urmează.

Valorile calculate în aceste ipoteze nu trebuie să depășească valorile limită admise.

58. Metode numerice de calcul

Utilizînd calculatoarele electronice, se folosesc cu succes în prezent metodele numerice de calcul pentru rezolvarea problemelor de mișcare nepermanentă în conductele sub presiune.

Avantajele lor constau în:

— posibilitatea de a calcula scheme mult mai apropiate de realitate (cu diferite legi de închidere a vanei, ținînd seama de diafragma castelului de echilibru etc.);

— determinarea directă, în orice moment, a presiunilor maxime și minime de-a lungul conductei.

Pentru calcul se adoptă modelul fluidului compresibil. Rezolvarea se face cu ajutorul unei metode numerice, prin diferențe finite, bazată pe algoritmul metodei grafice *Schnyder-Bergeron* [16]. Schema de calcul a sistemului cuprinde (fig. 15-49):

— *S B A* — conducta unifilară;

— *S*, rezervorul de nivel constant, reprezentat de lacul de acumulare;

— *B*, castelul de echilibru al uzinei (de orice tip sau construcție);

— *A*, turbina uzinei hidroelectrice.

Corespunzător metodei de calcul adoptate, instalația se împarte în tronsoane de calcul Δx prin secțiunile notate cu j în figură. Pentru a se ține seama de pierderile de sarcină se introduc în unele secțiuni j, diafragme fictive (j_D) care concentrează pierderile distribuite din conductă. Rezolvarea se obține cu ajutorul condițiilor la limită din noduri și a relațiilor undelor de calcul în conducta unifilară. Cunoscînd situația mișcării la momentul i, se determină situația la momentul $i + 1$ în modul următor [17]:

— în nodurile j se utilizează relațiile furnizate de cele două unde de calcul ce pleacă din nodurile adiacente, astfel alese încît să ajungă în nodul j considerat, la momentul $i + 1$; în figura 15-49 se arată mersul undelor de calcul în planul $\left(x, i = \frac{t}{\Delta t}\right)$;

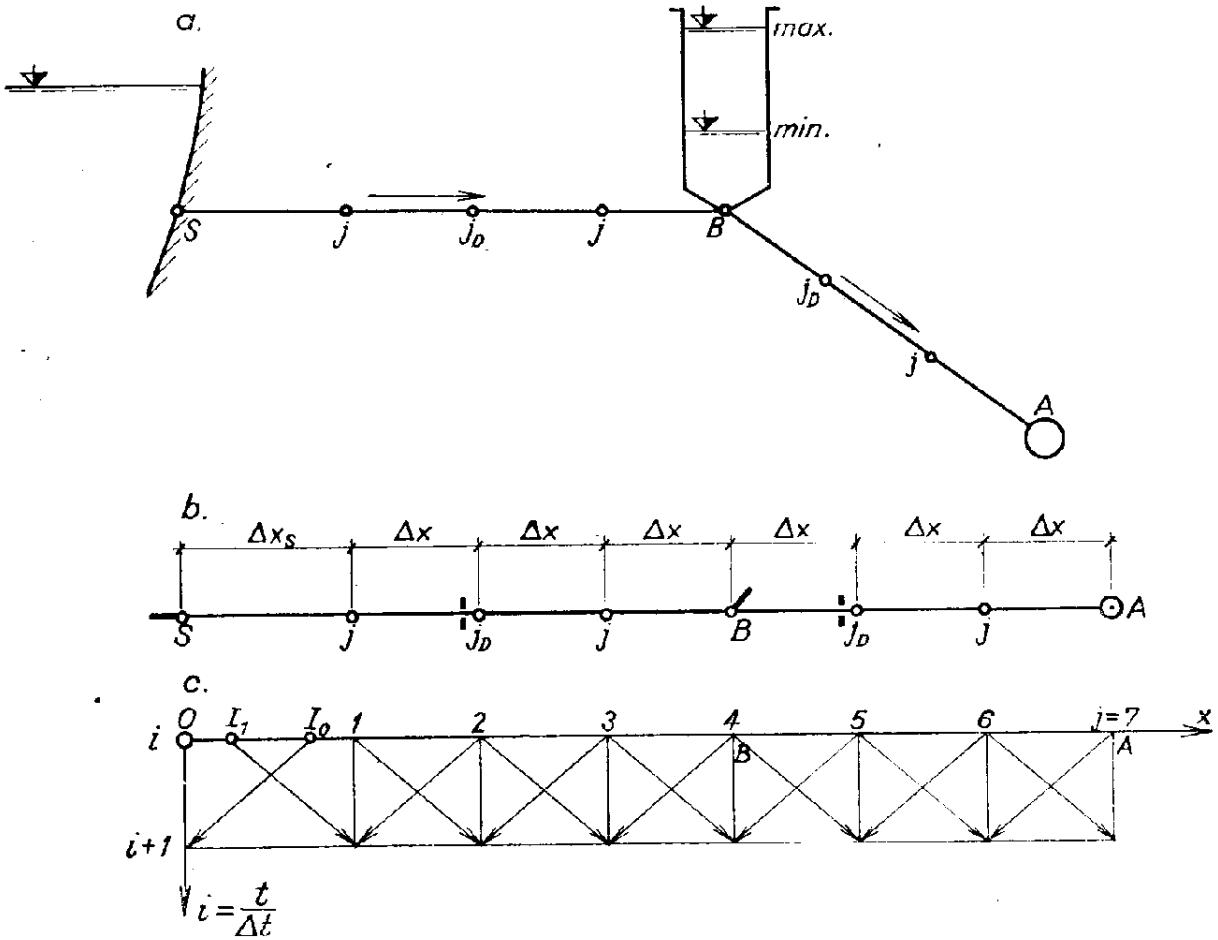


Fig. 15-49. Elemente pentru calculul numeric al mişcării nepermanente:
a — schema instalaţiei; *b* — desfăşurata conductei; *c* — reprezentarea grafică a algoritmului.

— în nodurile *S*, *B*, *A*, se utilizează una sau mai multe relaţii care exprimă condiţiile la limită din nodul respectiv şi o relaţie liniară între necunoscutele debit *q* şi presiune *h* din nod, obţinută din relaţii de undă de tipul *j*.

Programul de calcul cuprinde un program general şi subprograme specifice nodurilor *S*, *B*, *A* şi *j*. Prin programul general se determină datele de bază, situaţia iniţială de referinţă la momentul $t = 0$, se parcurge conducta şi se recunoaşte tipul de nod, se face transferul la subprogramele de calcul. La momentele alese se scriu valorile presiunii şi debitului (h, q) din noduri.

§ 12. CALCULUL DIAMETRULUI ECONOMIC

59. Criteriul economic

La alegerea diametrului unei conducte forţate există două tendinţe contrare: — mărirea diametrului, pentru a reduce pierderile de sarcină şi deci energia pierdută; — micşorarea diametrului, pentru a reduce costul conductei propriu-zise.

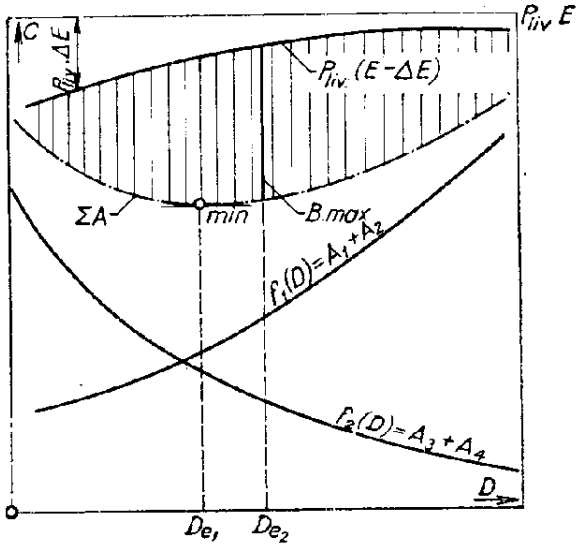


Fig. 15-50. Criterii pentru determinarea diametrului economic.

Cele două tendințe se combină în calculul diametrului economic.

Se presupune că se cunosc caracteristicile amenajării, deci și debitul instalat și regimul de funcționare al centralei. Pentru determinarea diametrului economic pot fi folosite două criterii derivate din criteriul general al prețului de cost minim [18]:

— criteriul beneficiului maxim (rentabilitate absolută);

— criteriul cheltuielilor de exploatare minime (rentabilitate relativă).

Primul criteriu se exprimă analitic sub forma:

$$Beneficiu = Venit - \Sigma A = max. \quad (85)$$

unde:

Venit — venitul anual egal cu $P_{liv}(E - \Delta E)$;
ΣA — suma cheltuielilor anuale;
E — energia brută minus consumul propriu;
ΔE — energia pierdută datorită pierderilor de sarcină;
P_{liv} — prețul de livrare al energiei.

Cel de al doilea criteriu se exprimă sub forma:

$$\Sigma A = min. \quad (86)$$

Criteriile enunțate se evidențiază grafic în figura 15-50, din care se observă că diametrul ce urmează a fi ales depinde de criteriul economic adoptat. În cele ce urmează se dezvoltă alegerea diametrului economic pe baza minimului cheltuielilor anuale.

Cheltuielile anuale ΣA se pot exprima în funcție de termeni care depind de investiția directă în lucrare (cota anuală de răscumpărare și reținerile pentru amortisment și reparații capitale) și de termeni care depind de pierderile de energie și de putere, datorite pierderilor de sarcină pe conductă.

60. Cheltuieli anuale provenite din investiții

Cheltuielile anuale provenite din investiția directă cresc odată cu creșterea diametrului conductei. Ele sînt compuse din:

— *amortismentul* și *reparațiile capitale* la investiție plus cheltuielile de reproducție la investiția capitalizată pe perioada construcției (dobînzi):

$$A_1 = (\alpha + \varepsilon e)\, I \quad (87)$$

unde:

α — coeficient de amortizare inclusiv reparaţii capitale;
ε — coeficient de capitalizare a investiţiei (dobînzi)

$$\varepsilon = \sum_{1}^{T_0} (1 + e)^{T_0 - n + 1} I_n,$$

e — coeficientul normat al eficacităţii economice (inversul timpului de răscumpărare $\frac{1}{T}$, adică al numărului de ani în care se consideră economic ca această investiţie să fie răscumpărată);
T_0 — durata de construcţie, în ani;
I_n — investiţia în anul n de construcţie;
I — investiţia în lucrare.

— *cheltuielile directe* legate de exploatarea propriu-zisă (reparaţii curente, vopsiri periodice, salarii personal); în evaluarea preţului de cost aceste cheltuieli directe se exprimă ca un procent din valoarea producţiei de energie livrată de centrală; fără a introduce erori prea mari acestea se pot estima, pentru simplificare, ca un procent a din investiţia în conductă:

$$A_2 = \frac{a}{100} I. \tag{88}$$

Deci cheltuielile anuale provenite din investiţii sînt:

$$A_1 + A_2 = \left(\frac{a}{100} + \alpha + \varepsilon e\right) I. \tag{89}$$

Greutatea unui metru de conductă se exprimă sub forma:

$$G = 7{,}85\ \pi \frac{Dks}{100} \quad \text{(t/m)},$$

în care:

D — diametrul conductei, în m;
s — grosimea peretelui, în cm;
k — coeficient de spor care reprezintă creşterea greutăţii conductei forţate faţă de cea teoretică, datorită îmbinărilor ($k = 1{,}10$ ... ... 1,30).

Notînd cu c costul unei tone de conductă forţată şi admiţînd un spor de 30% pentru terasamente, betoane etc. costul unui metru liniar de conductă va fi:

$$I = 1{,}30 \times 8{,}85\ \pi \frac{Dks}{100} c \text{ lei/m} = 0{,}3205\ Dksc \text{ lei/m}. \tag{90}$$

Admiţînd o presiune constantă ($H = \text{const}$), grosimea peretelui conductei se poate exprima funcţie de presiune:

$$s = \frac{10HD}{2\sigma_a} \quad \text{(cm)}$$

unde:

H — presiunea, în m;
D — diametrul, în m;
σ_a — efortul admisibil al oțelului, în kg/cm^2;

atunci:

$$I = 0{,}3205\ Dksc = 1{,}6025\frac{HkD^2c}{\sigma_a} \quad \text{(lei/m)} \tag{91}$$

și deci:

$$A_1 + A_2 = 1{,}6025\left(\frac{a}{100} + \alpha + \varepsilon e\right)\frac{HkD^2c}{\sigma_a} \quad \text{(lei/an.m)}. \tag{92}$$

61. Cheltuieli anuale provenite din pierderi de energie

Cheltuielile din pierderi de putere și energie scad pe măsură ce diametrul crește. Ele sînt compuse din:

— *costul energiei* pierdute într-un an:

$$A_3 = \frac{p\Delta E}{100} \tag{93}$$

unde:

ΔE — energia pierdută într-un an din cauza pierderilor de sarcină pe 1 m de conductă;
p — costul unui kWh în bani (lei/100);

— *amortismentul și reparațiile capitale* pentru investiția în centrala termoelectrică de înlocuire a puterii pierdute, plus cheltuielile de reproducție la această investiție capitalizată pe perioada de execuție; este necesară luarea în considerație a refacerii puterii pierdute cu ajutorul unei termocentrale, deoarece comparația se face cu o centrală care are pierderi nule:

$$A_4 = (\alpha_t + \varepsilon e)\, i_t\, \Delta P \tag{94}$$

unde:

α_t — coeficient de amortizare inclusiv reparații capitale pentru investiția în centrala termo de înlocuire;
ε și e — au semnificația din relația (87);
i_t — investiția pe kW în centrala termoelectrică;
ΔP — puterea pierdută datorită pierderilor de sarcină pe 1 m.

Se neglijează, dat fiind că au valori foarte reduse, reducerile de cheltuieli anuale provenite din reducerea investiției pentru echipament în centrala hidroelectrică, corespunzătoare reducerii de putere ΔP. De remarcat că într-un calcul foarte riguros costul energiei pierdute trebuie exprimat ca un cost direct al energiei produse de centrala termoelectrică de înlocuire (în care se vor include cheltuieli din investiția necesară deschiderii de mine) [19].

Totalizînd:

$$A_3 + A_4 = \frac{p}{100}\Delta E + (\alpha_t + \varepsilon e)\, i_t \Delta P. \tag{95}$$

Pentru determinarea pierderii de putere și energie se exprimă pierderea de sarcină cu formula lui *Chézy*, valoarea C fiind luată după *Manning:*

$$J = \frac{v^2}{C^2 R}$$

cu:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}; \quad R = \frac{D}{4}; \quad v = \frac{4Q^2}{\pi D^2}.$$

Admițînd pentru n o valoare medie $n = 0{,}0125$ și efectuînd calculele:

$$J = \frac{1.883}{1\,000} \frac{Q^2}{D^{5,33}} \text{ (m/m)}. \tag{96}$$

Pierderea de putere pentru 1 metru liniar de conductă este deci:

$$P = 9{,}81\ \eta Q J = \frac{18.5}{1\,000} \eta \frac{Q^3}{D^{5,33}} \quad \text{(kW/m)} \tag{97}$$

unde η este randamentul uzinei hidroelectrice.
Pierderea anuală de energie se exprimă prin integrala în raport cu timpul t:

$$\Delta E = \int_0^{8\,760} \Delta P \, dt = \frac{18{,}50}{1\,000\, D^{5,33}} \int_0^{8\,760} Q^3 \, dt.$$

Dacă valoarea integralei se exprimă sub forma:

$$\int_0^{8\,760} Q^3 \, dt = 8\,760\ (Q^3)_{med}$$

și se introduce noțiunea de *debit mediu cubic:*

$$Q_0 = \sqrt[3]{(Q^3)_{med}} \tag{98}$$

atunci:

$$\Delta E = 162\, \eta \frac{Q_0^3}{D^{5,33}}. \tag{99}$$

Trebuie remarcat că debitul mediu cubic este mai mare decît media aritmetică a debitelor, adică debitul mediu obișnuit.

Notînd pentru simplificare $r = \frac{Q_i^3}{Q_0^3}$, unde Q_i este debitul instalat al centralei, suma cheltuielilor anuale devine:

$$A_3 + A_4 = \frac{p}{100} 162\, \eta \frac{Q_0^3}{D^{5,33}} + (\alpha_i + \varepsilon e)\, i_i \frac{18.5}{1\,000} \eta \frac{r Q_0^3}{D^{5,33}}; \tag{100}$$

sau:

$$A_3 + A_4 = [1{,}62\ p + 0{,}0185\ (\alpha_i + \varepsilon e)\, i_i r] \eta \frac{Q_0^3}{D^{5,33}}. \tag{101}$$

62. Determinarea diametrului economic

Conform criteriului adoptat se pune condiția ca $\Sigma A = \min$. Pentru rezolvarea grafică se trasează curbele $A_1 + A_2 = f_1(D)$ și $A_3 + A_4 = f_2(D)$ și apoi curba sumă: $f(D) = f_1(D) + f_2(D)$.
Minimul acestei curbe corespunde diametrului economic (v. fig. 15-50).

Pentru rezolvarea analitică trebuie anulată derivata funcției $\Sigma A = f(D)$, adică:

$$\frac{\partial \Sigma A}{\partial D} = 0 \cdot \tag{102}$$

Explicitînd:

$$2 \cdot 1{,}6025 \left(\frac{a}{100} + \alpha + \varepsilon e\right) \frac{HkDc}{\sigma_a} +$$

$$+ (-5{,}33)\,[1{,}62\ p + 0{,}0185\,(\alpha_t + \varepsilon e)\,i_t r]\,\eta\,\frac{Q_0^3}{D^{6{,}33}} = 0; \tag{103}$$

De unde:

$$D = \sqrt[7{,}33]{1{,}66\,\frac{[1{,}62p + 0{,}0185\,(\alpha_t + \varepsilon e)\,i_t r]\,\eta\sigma_a Q_0^3}{\left(\frac{a}{100} + \alpha + \varepsilon e\right) Hkc}} \cdot \tag{104}$$

Valorile medii ale coeficienților de calcul, valabile pentru etapa anului 1972 se pot considera [19]:

$$\alpha_t = 0{,}04; \quad e = 0{,}125 \ldots 0{,}08; \quad i_t = 3\,500 \ldots 4\,500 \text{ lei/kW}.$$

$$\frac{a}{100} = 2\%; \quad \alpha = 0{,}03; \quad k = 1{,}10 \ldots 1{,}30; \quad c = 15\,000 \text{ lei/t}.$$

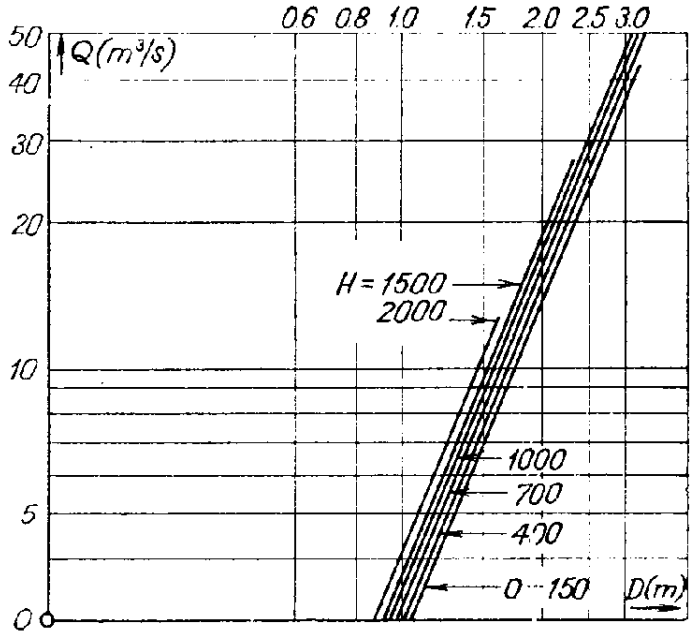


Fig. 15-51. Valoarea diametrului economic în funcție de cădere și debit.

Pentru determinarea rapidă a valorii aproximative a diametrului economic se poate utiliza graficul propus de *G. Ferrand* [1], [13] (fig. 15-51), care se prezintă sub forma unei familii de curbe $D = f(Q)$ variind funcție de căderea uzinei, în trepte cuprinse între 150 și 2 000 m.

La determinarea diametrului economic, pe baza celor arătate mai înainte, se consideră presiunea H în conductă constantă. În mod practic conducta se împarte în tronsoane și calculul diametrului se face pentru fiecare tronson pentru presiunea medie. Dacă se cunoaște diametrul economic D_n la capătul aval al

conductei, supus la presiunea H_n, diametrul D_i al unui tronson i, de presiune medie H_i, va fi:

$$D_i = D_n \sqrt[7]{\frac{H_n}{H_i}}. \tag{105}$$

Este de reţinut că în calculele precedente s-a introdus presiunea în conductă corespunzătoare stării de regim. În mod normal presiunea poate avea creşteri importante datorită fenomenului loviturii de berbec.

Legat de diametrul economic este de remarcat că dacă acelaşi debit instalat ar fi transportat spre centrală de mai multe conducte forţate cu acelaşi diametru şi capacitate de debit egală cu cea a conductei unice, costul investiţiei sporeşte [13]. Pentru conducte cu 2, 3, 4, 5 fire sporul de cost este de respectiv 1,10; 1,17; 1,22; 1,27. Rezultă deci că din punct de vedere economic este preferabilă soluţia cu conductă forţată unică.

BIBLIOGRAFIE

1. Ferrand, G. *A propos du cinquantenaire d'une conduite forcée.* La Houille Blanche, mars-avril, 1959.
2. Binez, J. *Technique de la sudure dans la construction des conduites forcées Sulzer.* Revue Technique Sulzer, nr. 1, 1960.
3. Ludin, A. *Wasserkraftanlagen.* Erste Hälfte, Berlin, 1934.
4. * * * *Conduites forcées Sulzer.* Revue technique Sulzer, nr. 2, 1959.
5. Mattioli, G. *Power penstocks.* Water power, nr. 4, 1962.
6. * * * *Condiţii tehnice şi norme de proiectare pentru conductele forţate metalice ale uzinelor hidroelectrice* (în limba rusă). Moscova, 1962.
7. Hruscka A. *Druckrohrleitungen der Wasserkraftwerke.* Berlin, 1929.
8. Morozov, A. *Utilizarea energiei apelor* (traducere din limba rusă). Bucureşti, 1952.
9. Bouchayer, R., Tascher, C. *La détermination des efforts dans les massifs d'ancrage des conduites forcées.* Travaux, nr. 12, 1957.
10. Prişcu, R., Stănucă, A. *Manualul inginerului hidrotehnician.* Secţiunea XVIII, Amenajări hidroenergetice. Bucureşti, 1970.
11. Davis, C., Sorensen, K. *Handbook of applied hydraulics.* New York, 1969.
12. Creager, W., Justin, J. *Hydroelectric handbook.* New York, 1955.
13. Mosonyi, E. *Water power development.* Budapesta, 1965.
14. Mateescu, C. *Hidraulica.* Bucureşti, 1963.
15. Jaeger, C. *Technische Hydraulik.* Basel, 1949.
16. Cioc, D. *Contribuţii la calculul mişcării nepermanente în conducte şi la teoria sonicităţii cu aplicare la pompajul sonic.* Studii de hidraulică ISCH, vol. XVIII, Bucureşti, 1968.
17. Cioc, D., Stematiu, D. *Calculul mişcării nepermanente în conducte unifilare sub presiune.* Studii ISCH, Bucureşti, iunie 1967.
18. I.S.P.H. *Calculul energoeconomic al conductelor forţate.* Studiu, 1970.

CAPITOLUL 16

CAMERE DE ECHILIBRU

§ 1. CLASIFICAREA CAMERELOR DE ECHILIBRU

1. Generalităţi

La uzinele hidroelectrice, în funcţie de tipul aducţiunii, se deosebesc două mari categorii de camere de echilibru:

— *camere de încărcare*, dispuse la capătul aval al aducţiunilor cu curgere liberă;

— *castele de echilibru*, dispuse pe traseul derivaţiilor sub presiune (de obicei la joncţiunea dintre aducţiune şi conducta forţată).

Într-o schemă de amenajare clasică castelul de echilibru trebuie să îndeplinească următoarele funcţiuni:

— să amortizeze oscilaţiile hidrodinamice în aducţiuni provenite de la regulatorii turbinelor, asigurînd un mers normal al centralei;

— să transforme energia cinetică, produsă la închiderea turbinelor, în energie potenţială, fără a se produce suprapresiuni dăunătoare conductelor şi maşinilor;

— să debiteze suficientă apă în conducta forţată la pornirea turbinelor pînă ce apa din aducţiune s-a accelerat la valoarea cerută;

— să permită vizitarea şi închiderea conductelor şi galeriilor şi să servească drept organ de racord în caz că centrala este alimentată de mai multe captări.

Camera de încărcare asigură mai mult ultimele două funcţiuni şi, într-o anumită măsură, compensarea debitelor.

La rîndul lor fiecare dintre cele două categorii de camere se pot clasifica după diferite criterii, în principal legate de modul de construcţie şi de alimentare ca şi de modul de funcţionare hidraulică.

2. Clasificarea camerelor de încărcare

Din punctul de vedere al modului de construcţie se disting:

— camere de încărcare executate în subteran (uneori considerate castele de echilibru alimentate la partea superioară); camerele subterane se prevăd atunci cînd versanţii au pante abrupte sau instabile (fig. 16-1, *a*); conductele forţate pot

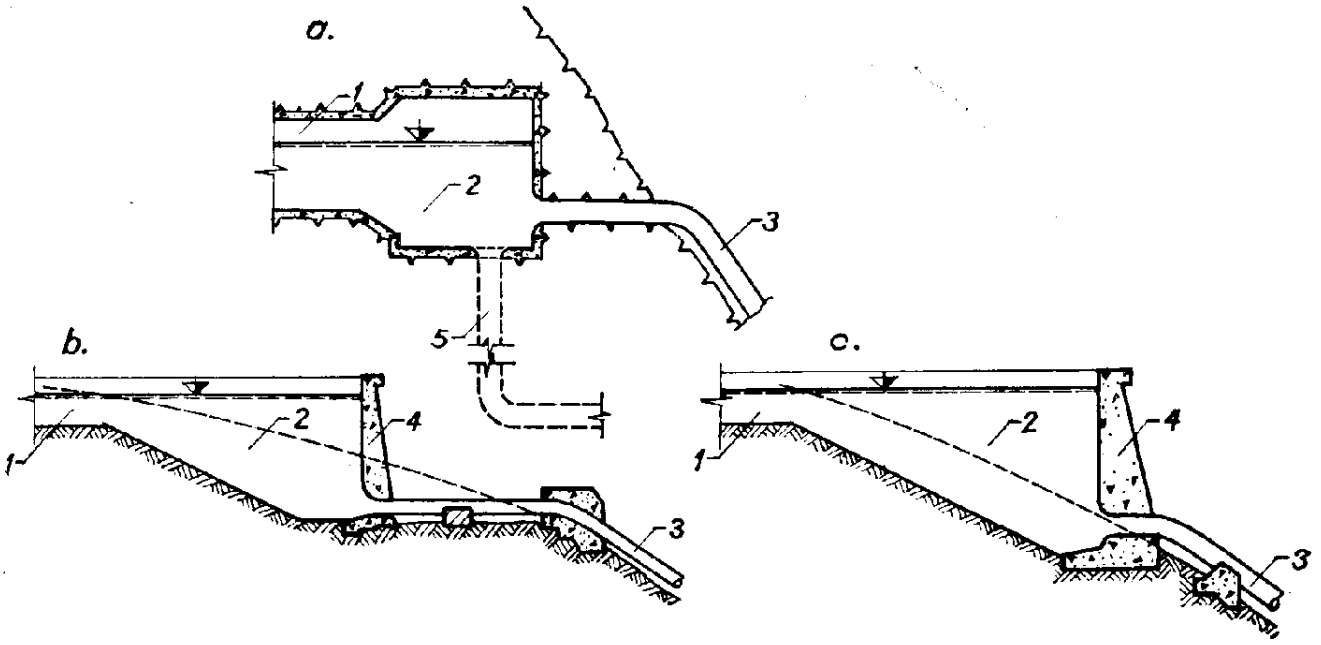


Fig. 16-1. Tipuri de camere de încărcare:
a — subterane; *b* — la distanţă de panta versantului; *c* — în vecinătatea pantei conductelor forţate; *1* — canal de aducţiune; *2* — cameră de încărcare; *3* — conductă forţată; *4* — frontul camerei; *5* — puţ forţat.

ajunge la centrală fie pozate pe versant, fie sub formă de puţuri sau galerii forţate;

— camere de încărcare aeriene, mai des utilizate; ele pot fi plasate la o distanţă oarecare de capătul pantei (fig. 16-1, *b*) sau în imediata vecinătate a pantei conductelor forţate (fig. 16-1, *c*); prima soluţie este mai favorabilă din punctul de vedere al rezistenţei construcţiei şi al reducerii pierderilor prin infiltraţie, dar lungeşte conductele forţate; la a doua soluţie există dezavantajul plasării unor volume mari de apă şi a unor construcţii masive în apropierea versantului.

Din punctul de vedere al instalaţiilor de descărcare se disting:

— camere de încărcare fără descărcători, utilizate la uzinele hidroelectrice de derivaţie cu regularizare proprie (fig. 16-2);

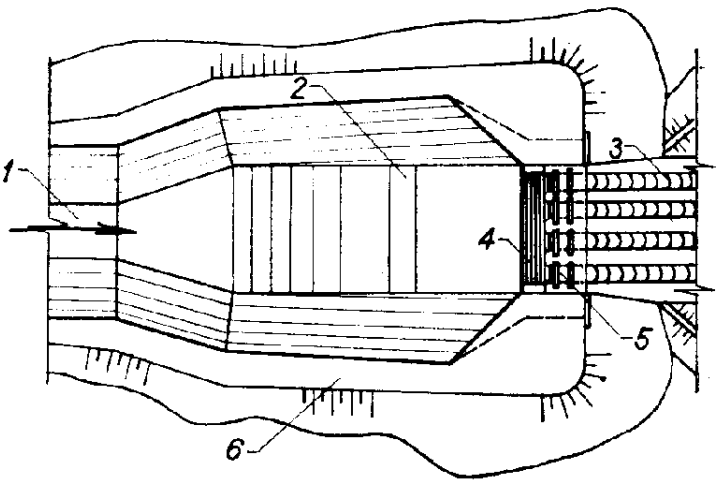


Fig. 16-2. Cameră de încărcare fără descărcători:
1 — canal de aducţiune; *2* — bazinul camerei; *3* — conductă forţată; *4* — grătar; *5* — stavilă şi batardou de admisie; *6* — dig lateral.

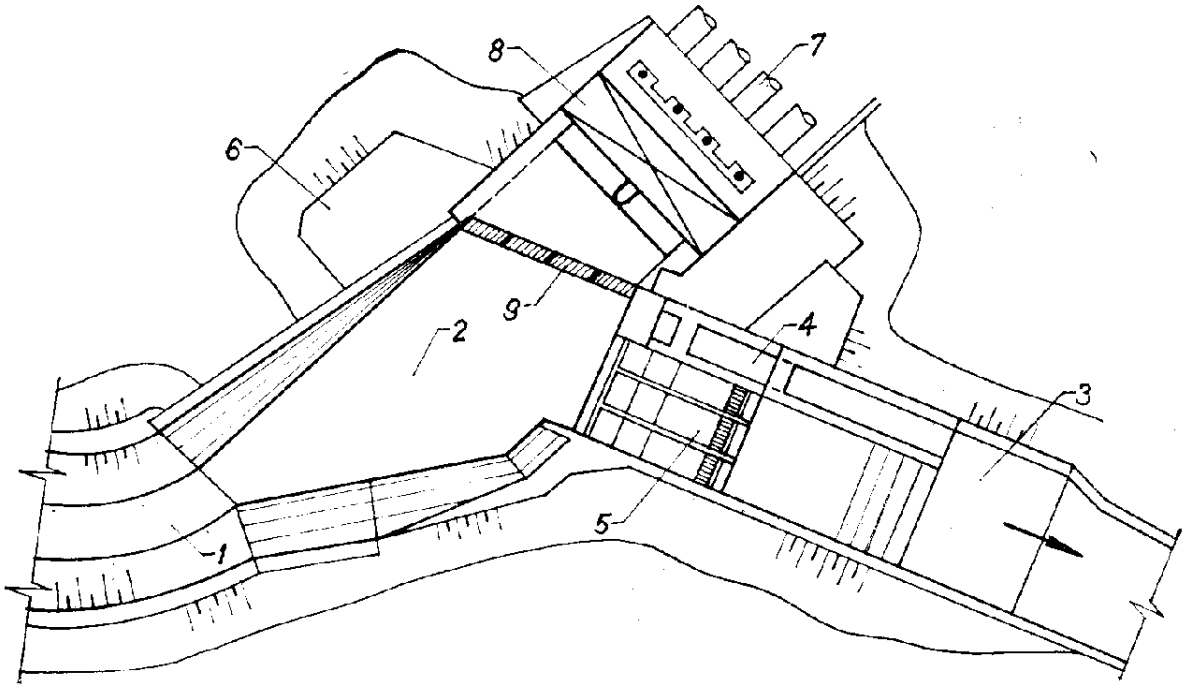


Fig. 16-3. Cameră de încărcare cu descărcători combinați:

1 — canal de aducțiune; *2* — bazinul camerei; *3* — canal de evacuare; *4* — deversor liber; *5* — sifon; *6* — platformă laterală; *7* — conductă forțată; *8* — casă de vane; *9* — grătar.

— camere de încărcare cu descărcători, care pot fi prevăzute cu deversori pentru surplusul de debit, sau cu un sistem complex de descărcători (fig. 16-3).

Din punctul de vedere al sistemului de alimentare se disting:

— camere de încărcare alimentate din canale cu berme înclinate;

— camere de încărcare alimentate din canale cu berme orizontale.

3. Clasificarea castelelor de echilibru

În funcție de poziția castelului față de teren se deosebesc:

— castele aeriene sub formă de conducte înclinate, pozate pe versant (fig. 16-4, *a*), sau de turnuri rezervoare construite la suprafață (fig. 16-4, *b*);

— castele subterane sub formă de puțuri și galerii orizontale sau înclinate, construite în întregime în stîncă (fig. 16-5);

— castele cu profil mixt, sub formă de puțuri ce au partea superioară aeriană (fig. 16-6).

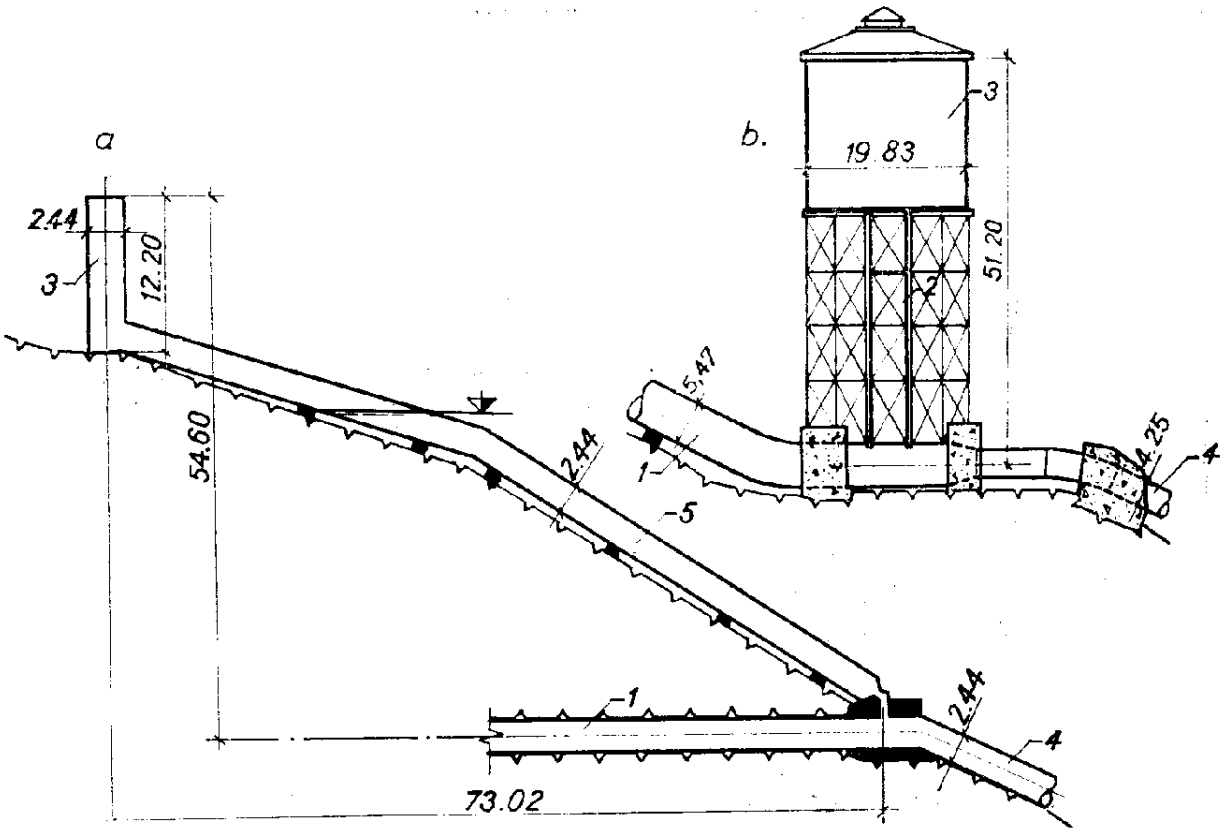


Fig. 16-4. Castele de echilibru aeriene:

a — sub formă de conductă pozată la versant; *b* — sub formă de turn rezervor; *1* — aducțiune; *2* — coloană; *3* — cameră superioară; *4* — conductă forțată; *5* — conductă metalică.

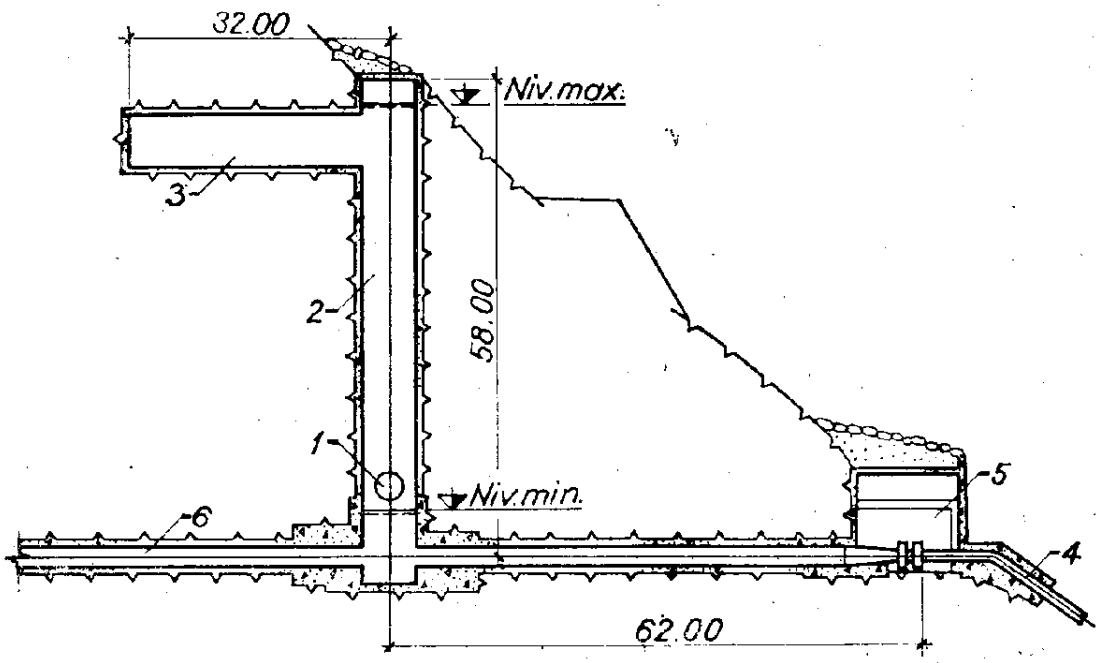


Fig. 16-5. Castel de echilibru subteran:

1 — cameră inferioară; *2* — puț; *3* — cameră superioară; *4* — conductă forțată; *5* — casă de vane; *6* — aducțiune.

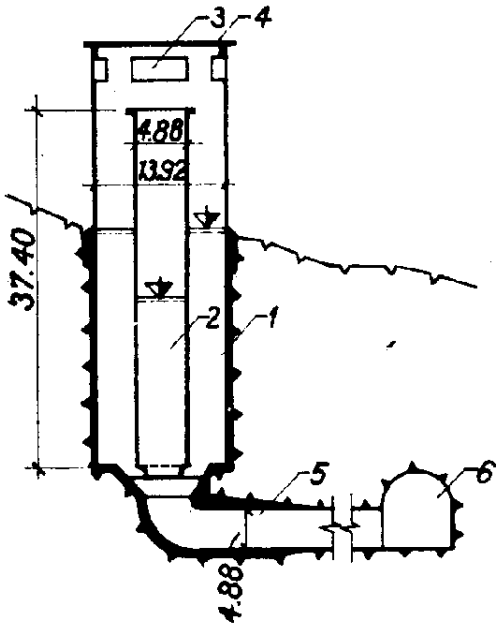


Fig. 16-6. Castel de echilibru parțial subteran:
1 — puț; *2* — coloană interioară; *3* — fereastră de aerisire; *4* — planșeu; *5* — galerie de racord; *6* — galerie sub presiune.

Apa din sistemul de aducțiune poate ajunge la castelul de echilibru în mai multe moduri. După modul de alimentare se pot deosebi următoarele tipuri:

— castele cu alimentare simplă; — castele cu alimentare în V (fig. 16-7, *a*), la care două galerii de aducțiune se racordează la același castel; — castele cu alimentare în Y (fig. 16-7, *b*), la care două sau mai multe galerii de aducțiune se racordează la o galerie de aducțiune unică; — castele cu alimentare radială (fig. 16-7, *c*), la care mai multe galerii de aducțiune se racordează la un singur castel; — castele cu alimentare la partea superioară (fig. 16-7, *d*), constînd în fond din o cameră de încărcare dezvoltată mult pe verticală; — castele cu alimentare mixtă, denumite și castele cu aport de debit la partea superioară (fig. 16-7, *e*), cînd una din derivații debușează la o cotă peste nivelul apei din castel.

Un alt criteriu este legat de modul de amplasare pe derivație. În cadrul a foarte multe scheme de amenajare pe ansamblul derivației energetice se plasează mai multe castele de echilibru. Referitor la numărul de castele și la poziția lor pe derivație apare noțiunea de *sistem de castele*. Se disting:

— sisteme cu castel unic pe aducțiune (fig. 16-8, *a*);

— sisteme cu castel unic pe galeria de fugă (fig. 16-8, *b*);

— sisteme de castele mixte (fig. 16-8, *c*), plasate atît în amonte de conductele forțate cît și în aval de aspirator;

— sisteme de castele în serie (fig. 16-8, *d*), formate din o succesiune de castele pe aducțiune, la joncțiunea ei cu aducțiunile secundare;

— sisteme de castele în paralel (fig. 16-8, *e*), la care din derivația principală se ramifică aducțiuni pentru diferitele grupuri prevăzute fiecare cu castel de echilibru individual.

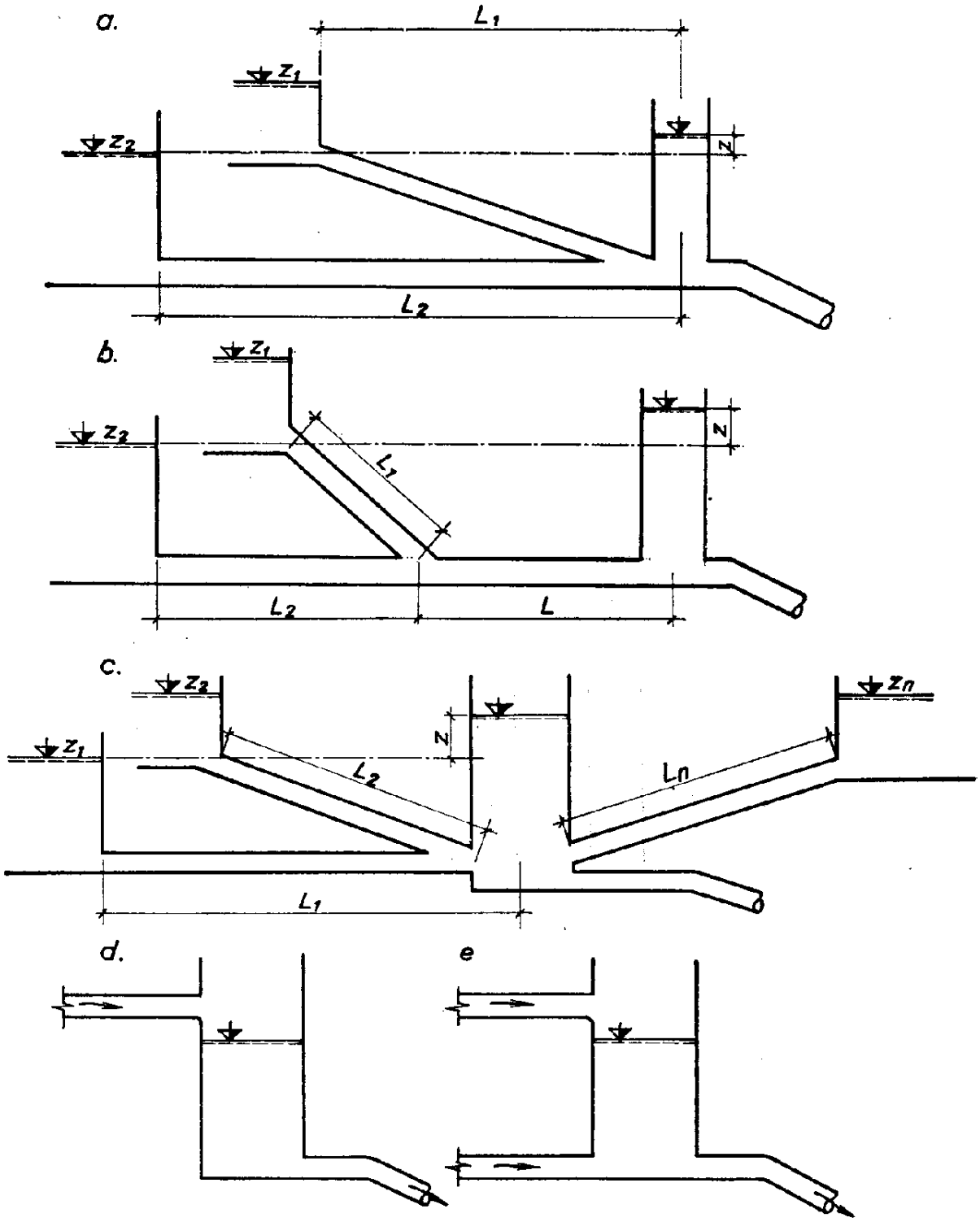


Fig. 16-7. Moduri de alimentare a castelelor de echilibru:

a — alimentare în V; *b* — alimentare în Y; *c* — alimentare radială; *d* — alimentare la partea superioară; *e* — alimentare mixtă.

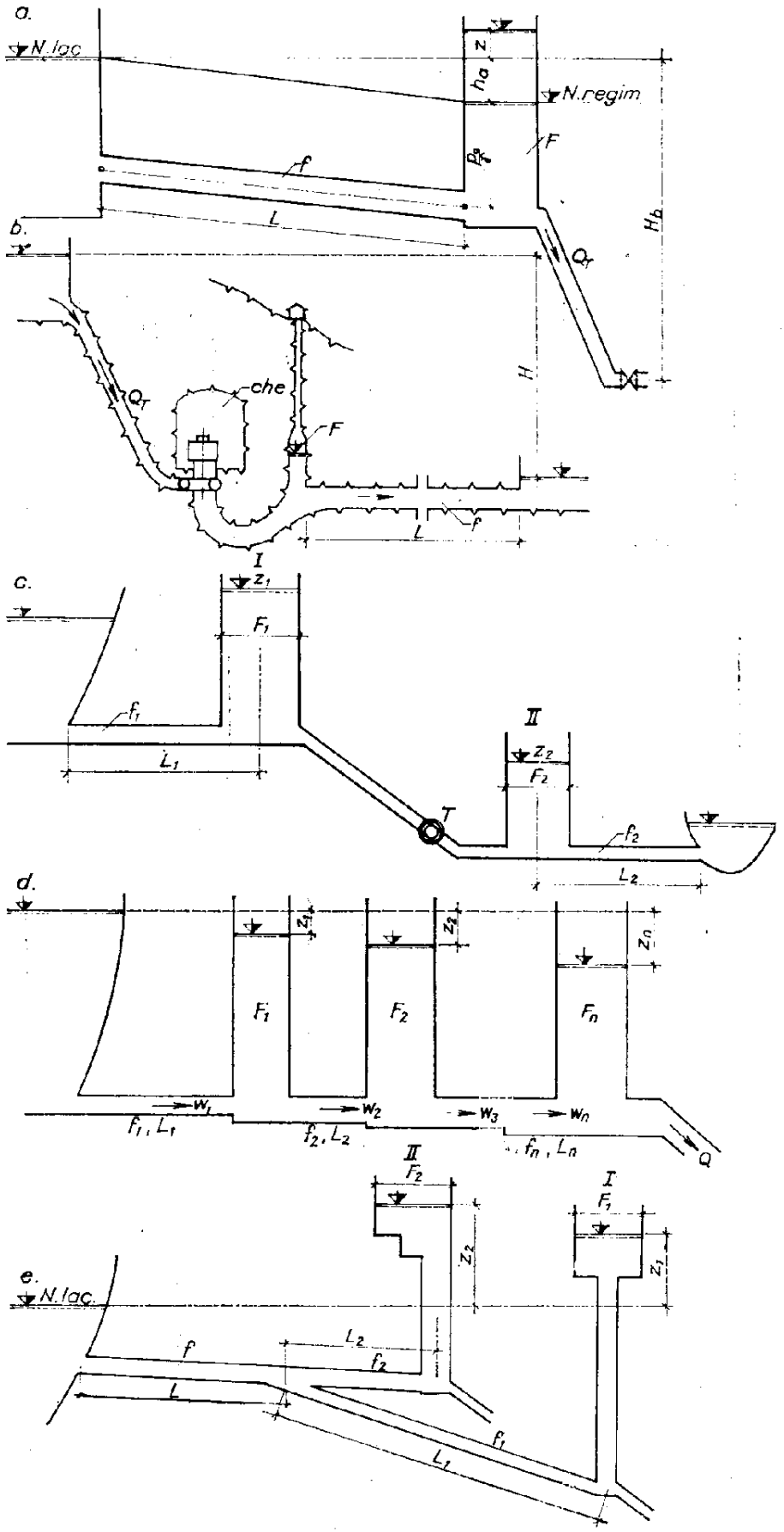


Fig. 16-8. Amplasarea castelelor pe derivaţie:

a — castel unic pe aducţiune; *b* — castel unic pe galeria de fugă; *c* — sistem mixt *d* — sistem de castele în serie; *e* — sistem de castele în paralel.

§ 2. CAMERE DE ÎNCĂRCARE

4. Funcţiunile camerelor de încărcare

Camera de încărcare, numită uneori cameră de punere sub presiune, face legătura între aducţiunea cu nivel liber (de obicei canalul de derivaţie) şi conductele forţate. Amplasamentul ei trebuie să fie cît mai aproape de centrală pentru a reduce lungimea conductelor forţate şi deci pierderile de sarcină, ca şi valoarea suprapresiunii din lovitura de berbec.

Camera de încărcare împiedică propagarea pe derivaţie a undelor de presiune din lovitura de berbec, lucru important pentru aducţiuni formate din conducte de beton sau metal care funcţionează cu nivel liber. În acelaşi timp, volumul camerei constituie un rezervor în care se înmagazinează debitul adus de derivaţie cînd sarcina centralei scade şi din care se iau debite cînd sarcina centralei creşte rapid, pînă la stabilirea unui regim de curgere permanent.

În afară de acest rol de bază, camerele de încărcare mai asigură:

— repartizarea între conductele forţate a debitului adus pe canalul de derivaţie, dînd posibilitatea de cuplare sau decuplare a unuia sau a mai multor agregate în conformitate cu planul de exploatare;

— eliminarea plutitorilor şi impurităţilor introduse la captare sau antrenate în canalul de derivaţie de pe versanţii din vecinătatea traseului;

— evacuarea excedentului de apă prin descărcători, pentru a limita ridicarea nivelului pe derivaţie;

— protejarea prizelor conductelor forţate de blocarea cu gheaţă pe timp de iarnă sau de pătrunderea gheţii plutitoare.

5. Elemente componente

Camera de încărcare se compune din trei elemente: bazinul propriu-zis, care asigură volumul de apă necesar şi permite racordul dintre canal şi casa vanelor, casa vanelor, care închide compartimentele din care pleacă conductele forţate şi descărcătorul sau evacuatorul.

Bazinul de încărcare reprezintă o evazare şi o adîncire a canalului de aducţiune pînă la secţiunea peretelui frontal al casei vanelor. La camerele de lăţime mică, lungimea bazinului rezultă din condiţia de a crea volumul necesar pentru pornirea turbinelor.

Casa vanelor (fig. 16-9) este o construcţie de beton împărţită în compartimente, cîte unul pentru fiecare conductă forţată. Se realizează sub formă de cuvă, cu pereţi drepţi aşezaţi pe un radier comun. Fiecare compartiment este prevăzut cu o vană plană, situată la intrarea în conducta forţată. Închiderea vanei permite golirea conductei pentru efectuarea controlului şi reparaţiilor. La intrarea în compartiment se prevăd nişe pentru montarea batardoului în timpul reparaţiei vanelor. Între nişa batardoului şi vană, sau în amonte de batardou, sînt aşezate grătarele. Curăţirea grătarelor se poate face manual, pentru cele de suprafaţă mai mică (adîncimi sub 10,0 m), sau cu maşina de curăţat. Pentru a limita pierderile de sarcină şi a nu îngreuia curăţirea, vitezele de admisie la grătar se limitează la 1,0 ... 1,2 m/s, avînd valori curente de 0,60 ... 0,80 m/s.

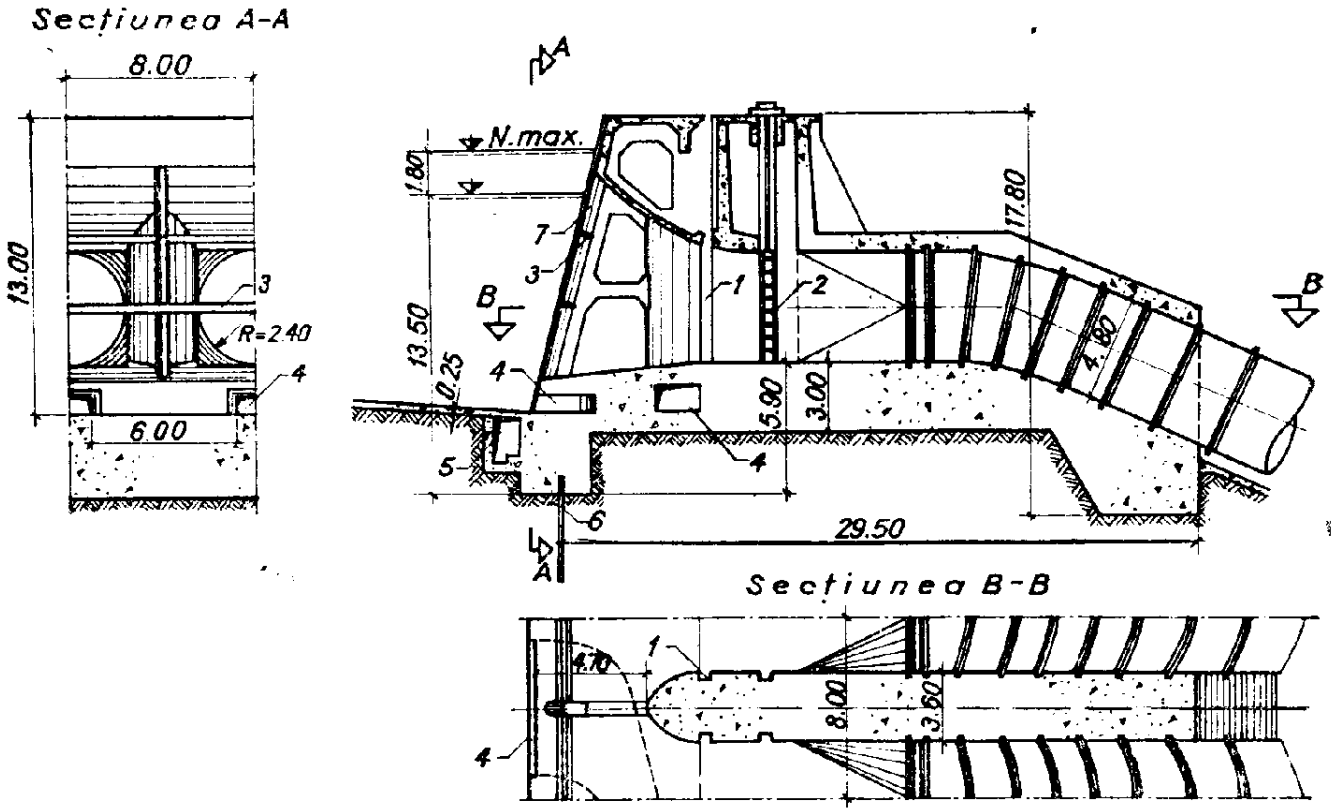


Fig. 16-9. Secțiuni prin camera de încărcare:
1 — nișe de batardou; *2* — vană plană; *3* — grindă de rezemare a grătarului; *4* — galerie de spălare; *5* — galerie de drenaj; *6* — perete de palplanșe; *7* — grătar.

Descărcătorul permite trecerea debitului în bieful aval, ocolind centrala. Descărcătorii sînt necesari la camerele alimentate de canale cu berme înclinate, unde în caz de oprire apa în surplus trebuie evacuată în rîu, sau la centralele în cascadă, pentru a asigura funcționarea centralelor din aval sau a împiedica deversarea peste bermele canalului de aducțiune, cînd în amonte se află o altă centrală în funcțiune.

În primul caz descărcătorul este întotdeauna un deversor cu creastă fixă (fig. 16-10, *a*), sau un deversor sifon (fig. 16-10, *b*), atunci cînd cel cu creastă

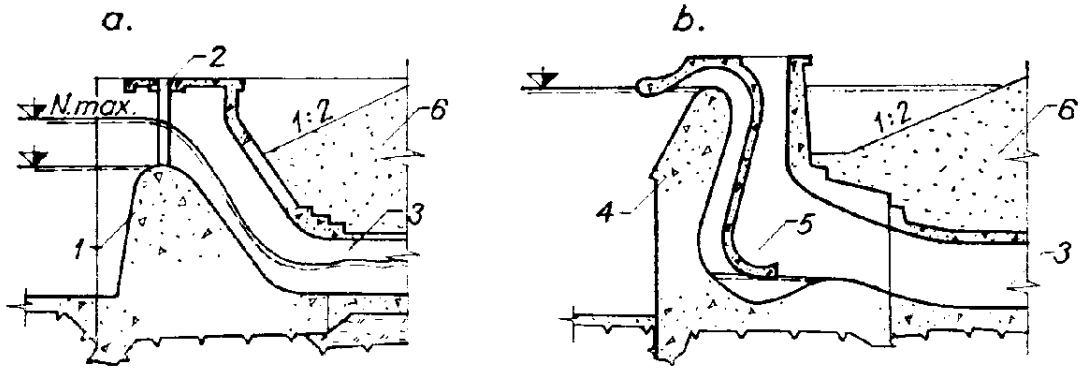


Fig. 16-10. Descărcători de preaplin:
a — deversor liber; *b* — sifon; *1* — corp deversant; *2* — nișe de batardou; *3* — galerie de evacuare; *4* — peretele camerei; *5* — bazin de liniștire; *6* — umplutură.

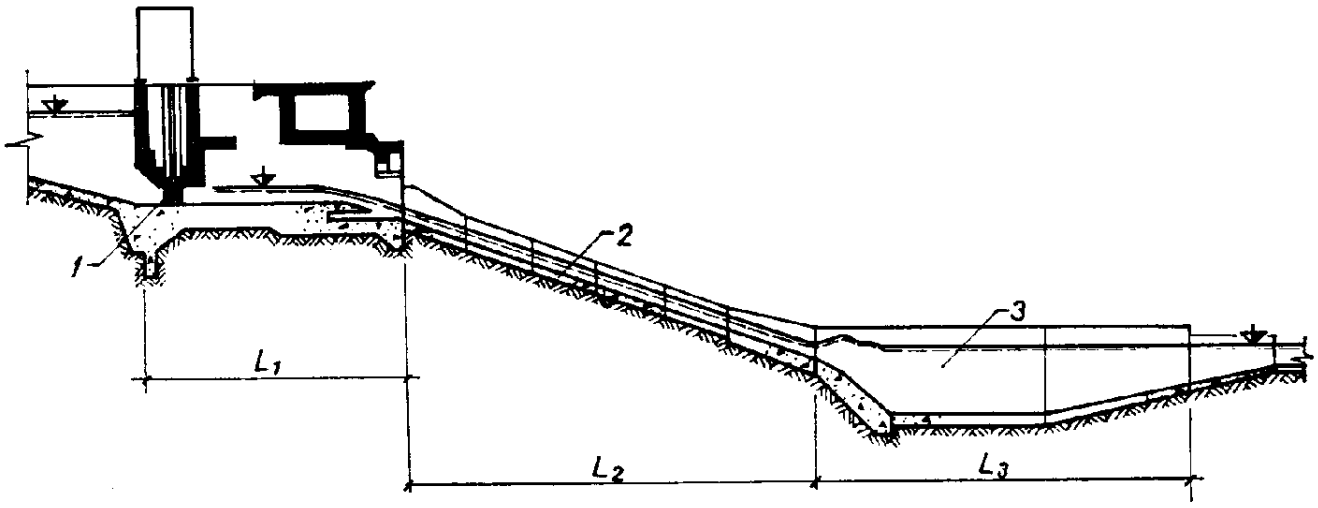


Fig. 16-11. Descărcător cu stavilă de fund:
1 — stavilă; *2* — canal rapid; *3* — disipator.

fixă cere o lungime prea mare a frontului deversant. Aceste tipuri au avantajul funcţionării automate şi sigure.

În cazul centralelor în cascadă, cel mai recomandabil este descărcătorul cu vane de fund (fig. 16-11), întrucît necesită cea mai mică deschidere şi asigură o ridicare minimă a nivelului apei în canal, spre deosebire de deversor, care solicită pe lîngă front şi o supraînălţare a canalului [1].

Dezavantajul descărcătorilor cu vane de fund constă în faptul că nu prezintă suficientă siguranţă în exploatare, vanele putînd să fie lipsite de alimentare cu energie sau să se blocheze. Ca măsură de prevedere, la centralele echipate cu astfel de descărcători, se prevăd şi descărcători de siguranţă sub formă de sifoane.

După zona de admisie apa ajunge pe canalul cu pantă mare al descărcătorului şi apoi în disipatorul de energie de unde îşi continuă drumul spre bazin sau rîu.

6. Schemele camerelor de încărcare

Schema de alcătuire a unei camere de încărcare depinde de mişcarea apei către instalaţiile de priză şi deversare şi de caracteristicile topografice şi geologice ale amplasamentului.

În figura 16-12 sînt prezentate patru scheme posibile de dispunere a elementelor camerei, diferenţiate în special prin poziţia descărcătorilor şi a admisiei la conductele forţate [1].

În schema (*a*) axele conductelor forţate sînt paralele cu axul canalului de derivaţie. Se realizează o intrare favorabilă a apei în grătare, datorită devierii mici a direcţiei de curgere şi deci pierderi de sarcină reduse. Frontul descărcătorului este paralel cu direcţia de curgere, ceea ce produce o zonă de apă moartă în faţa prizelor şi deci condiţii dezavantajoase de spălare. Un efect favorabil îl are peretele de protecţie care dirijează gheaţa şi impurităţile de suprafaţă către deversor.

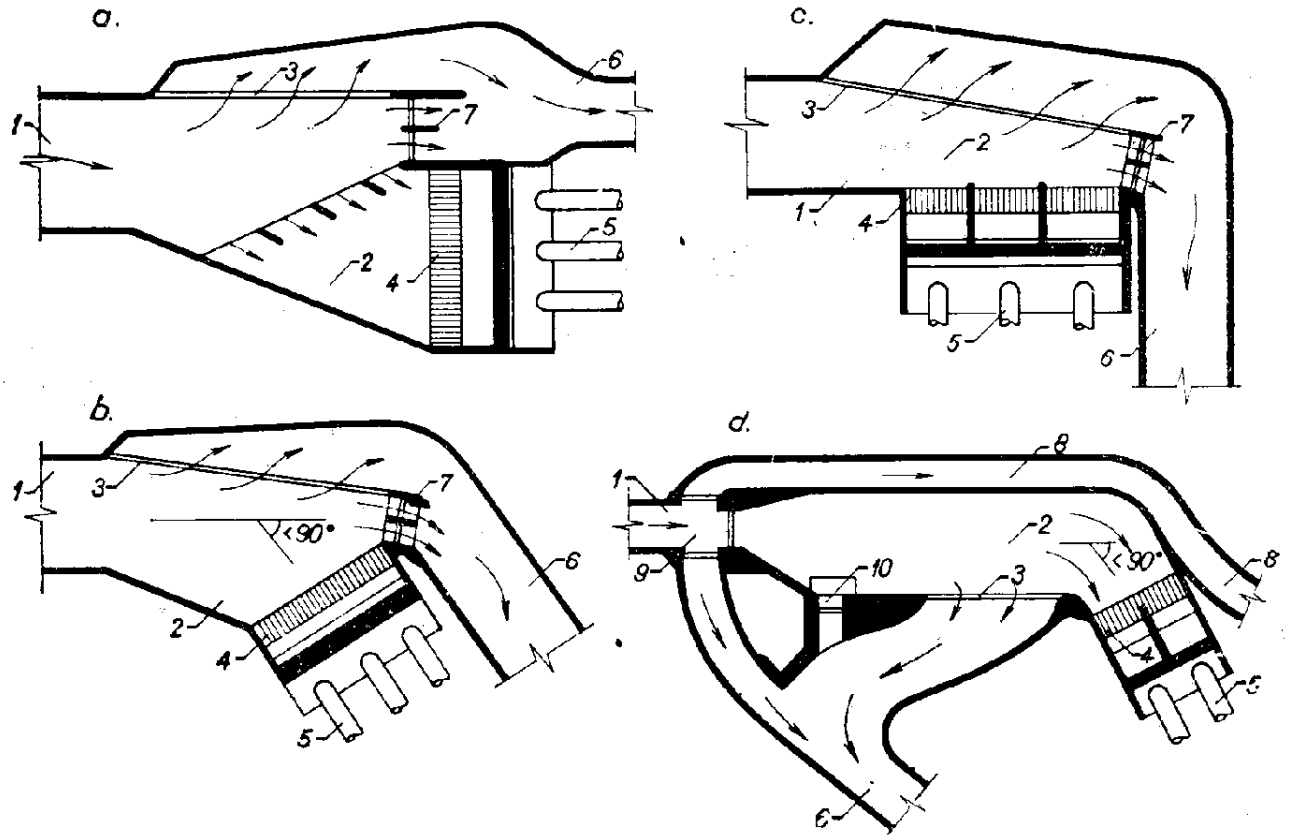


Fig. 16-12. Scheme de alcătuire a camerelor de încărcare:
a — cu admisie axială și front de descărcare paralel cu direcția de curgere; *b* — cu admisie orientată sub unghi ascuțit și front de descărcare oblic față de direcția de curgere; *c* — cu admisie la 90° și front de descărcare axial; *d* — cu admisie la capătul bazinului și sistem de descărcare în amonte; *1* — canal de aducțiune; *2* — bazinul camerei; *3* — front deversant; *4* — grătar; *5* — conductă forțată; *6* — canal de descărcare; *7* — deschidere de spălare; *8* — canal de ocolire; *9* — stăvilar de distribuție; *10* — vană de fund.

În schema (*b*) axele conductelor forțate fac un unghi sub 90° cu direcția derivației. Intrarea apei la grătare se face în condiții mai puțin bune ca în dispoziția (*a*), dar fără pierderi de sarcină mari. Spălarea din fața prizei este mai bună datorită modului de orientare a frontului descărcătorilor.

În schema (*c*) amplasarea frontului deversant realizează descărcarea și spălarea în fața grătarelor în condiții optime. Dirijarea axelor conductelor forțate la 90° față de axul canalului de derivație creează însă pierderi de sarcină mari și zone moarte în bazinul camerei.

În schema (*d*) conductele forțate sînt amplasate la capătul bazinului, avînd o deviere față de canalul de derivație sub 90° și deci condiții favorabile la intrare. Evazarea în plan a pereților și realizarea bazinului în contrapantă micșorează viteza în cameră și la grătare. Descărcarea și spălarea se fac prin stavila și orificiul de fund situate pe unul din pereții laterali ai camerei. Faptul că apa trece pe lîngă aceste uvraje în drumul ei spre prize, face ca spălarea să se facă în condiții foarte slabe. Eliminarea impurităților de la grătare se face prin greblare (manual sau mecanic) iar depunerile aluvionare se înlătură periodic prin dragaj. Canalul de ocolire asigură în aval debitul de servitute cînd centrala nu funcționează.

7. Racordarea cu canalul de derivație

Între secțiunea finală a derivației și peretele frontal al camerei de încărcare se creează o creștere graduală a lățimii și adîncimii, pentru a asigura micșorarea corespunzătoare a vitezelor. Accesul rectiliniu (fig. 16-13, *a*) spre prize și respectarea valorii unghiului de evazare β în limitele a 8 ... 10° duce la pierderi de sarcină reduse și permite utilizarea a 60 ... 70% din energia cinetică din secțiunea de intrare. Cîștigul este important în cazul canalelor căptușite sau al galeriilor cu nivel liber, unde viteza are valori de 2,5 ... 3 m/s. Unghiul de coborîre a fundului canalului este și el limitat la 10° pentru a avea un efect favorabil în sensul arătat.

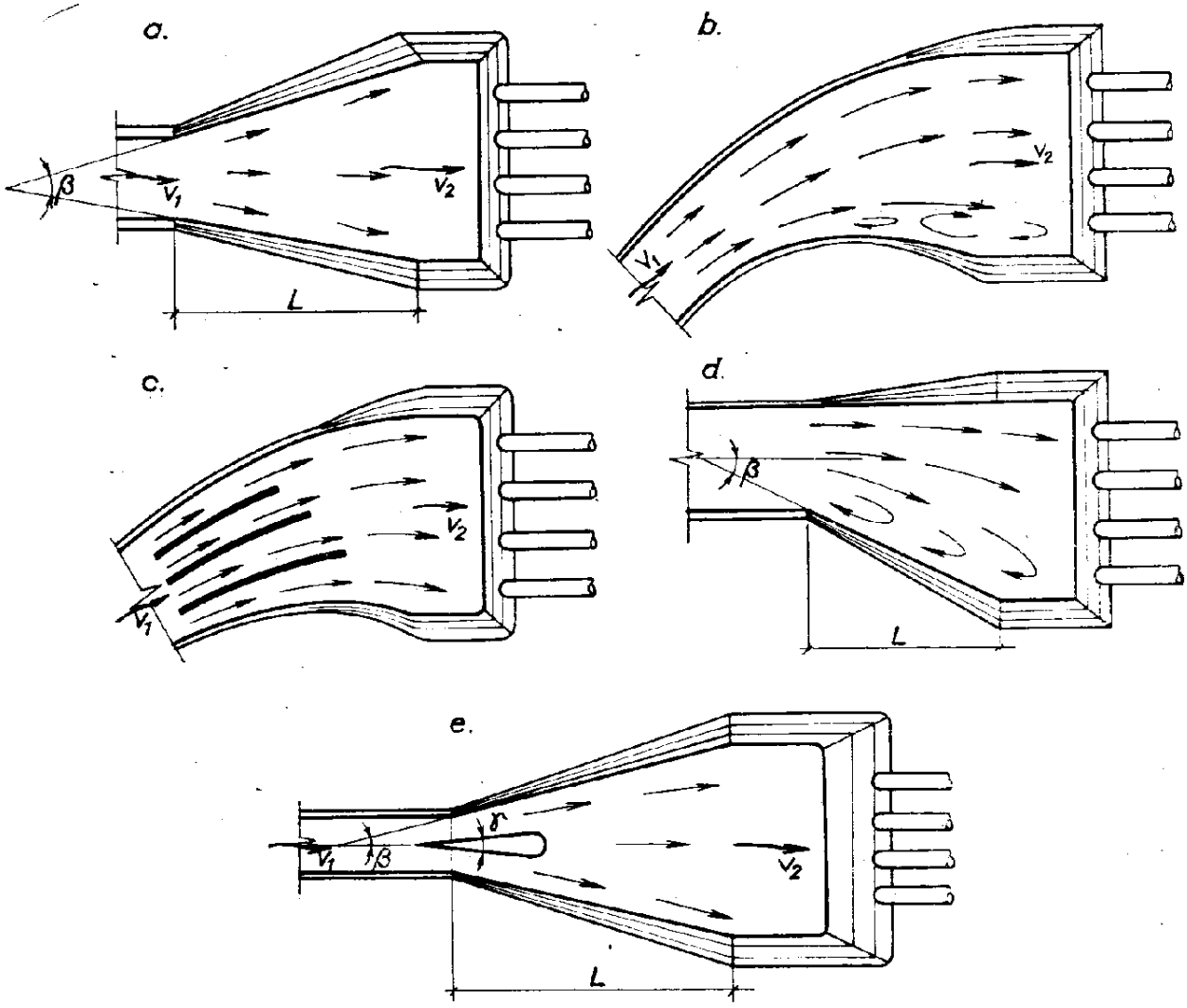


Fig. 16-13. Variante de racord între canalul de aducțiune și frontul camerei:

a — cu acces rectiliniu; *b* — cu acces curbiliniu; *c* — cu acces curbiliniu și pereți distribuitori; *d* — cu evazare asimetrică; *e* — cu pilă de ghidare.

Traseul curbiliniu la intrare (fig. 16-13, *b*) duce la deplasarea curgerii către unul din pereții bazinului și apariția de zone moarte la malul opus. Nu se mai poate recupera energia cinetică din secțiunea de intrare. În zonele de apă moartă apar depuneri de aluviuni fine transportate pe derivație și uneori înfundări complete ale prizelor. Prin aplicarea unui sistem de pereți distribuitori (fig. 16-13, *c*) și chiar de pereți de dirijare intermediari se poate realiza o distribuție uniformă a debitului derivației și o recuperare parțială a energiei cinetice.

Dacă axul canalului și conductele forțate sînt paralele, dar decalate față de axul de simetrie al bazinului (fig. 16-13, *d*), chiar la unghiuri de evazare sub 8 ... 10° se produce o mare neuniformitate a vitezelor în camera de încărcare și vîrtejuri spre unul din pereți, ducînd la pierderi de sarcină mari.

Cînd condițiile de teren impun micșorarea lungimii bazinului, se poate prevedea un distribuitor de ghidare a apei la intrare, care duce la mărirea unghiului de evazare a bazinului (fig. 16-13, *e*) fără a provoca pierderi de sarcină suplimentare. În anumite situații se pot adopta și mai mulți distribuitori, dar în toate cazurile sînt necesare încercări pe modele.

8. Evacuarea gheții

Acumularea de gheață în camera de încărcare îngreuiază accesul apei la conductele forțate, putînd duce la întreruperea funcționării. Pentru a nu se astupa grătarele se poate recomanda îndepărtarea grătarelor și lăsarea gheții să treacă prin turbine. Se cere însă o repartizare uniformă a gheții în curent și viteze mai mari la prize (2,0 ... 2,5 m/s).

Dacă distanța între paletele turbinelor este mică, sau dacă există multă gheață plutitoare, grătarul nu trebuie înlăturat însă trebuie evitat pericolul de lipire a gheții de bare. Măsura cea mai indicată constă în încălzirea grătarului cu curent electric. Pentru a proteja personalul de serviciu, tensiunea se limitează la 50 V. Puterea necesară variază între 0,2 și 2 kW pe m^2 grătar, iar intensitatea curentului între 250 și 300A de fiecare bară [2].

Gheața plutitoare nu-și pierde capacitatea de mișcare la viteze mai mari de 0,6 m/s și deci nu formează mase compacte sau zăpori. Întrucît în camera de încărcare vitezele sînt mai reduse decît în canal, gheața se ridică la suprafață și trebuie evacuată prin descărcători de gheață. Descărcătorii de gheață (fig. 16-14) se pot realiza fie sub forma unui canal al cărui acces este închis de o clapetă, iar creasta este la 50 ... 100 cm sub nivelul maxim (fig. 16-14, *a*), fie sub forma unui front de colectare a cărui evacuare este prevăzută cu stavile metalice plane (fig. 16-14, *b*). Eficacitatea maximă a evacuării prin deschideri se realizează prin plasarea lor lîngă grătare, pe unul din pereții laterali, sau chiar în peretele frontal. Antrenarea gheții către descărcători se face prin pereți de ghidare, iar uneori se prevăd chiar dispozitive mecanice.

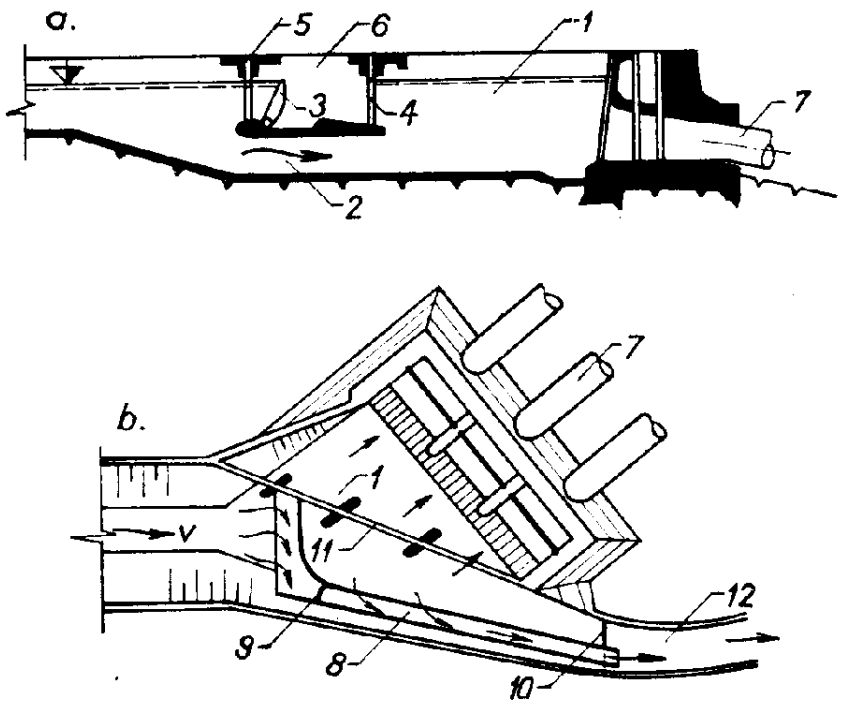


Fig. 16-14. Descărcători de gheață:

a — cu canal imersat; *b* — cu front de colectare; *1* — bazinul camerei; *2* — curent de fund; *3* — clapetă; *4* — stavilă; *5* — nișă de batardou; *6* — canal de evacuare a gheții; *7* — conductă forțată; *8* — canal de descărcare; *9* — stavilă de acces; *10* — stavila descărcătorului camerei; *11* — perete de ghidaj; *12* — rapid aval.

9. Depuneri aluvionare în camerele de încărcare

Viteza redusă din camera de încărcare favorizează depunerea aluviunilor în suspensie. Din această cauză, la intrarea în casa vanelor se construiește un prag pentru a reține aluviunile. Evacuarea depunerilor din fața pragului se face cu ajutorul conductelor sau galeriilor de spălare de fund dispuse în prag (fig. 16-9), sau prin descărcătorul camerei, dacă acesta este prevăzut cu vană de fund. Secțiunea conductelor de spălare trebuie să fie suficient de mare pentru a permite vizitarea, iar viteza apei trebuie să fie mai mare de 2,50 m/s. Cînd mijloacele de spălare nu sînt eficiente se produc înnămoliri locale sau pe toată zona bazinului. În această situație se fac dragaje periodice concomitent cu manevrele de spălare.

10. Principii de calcul static

Poziția camerelor de încărcare în imediata apropiere a versanților abrupți pe care sînt pozate conductele forțate pune probleme deosebite în ceea ce privește stabilitatea și rezistența lor în ansamblu, cît și a fiecărui element component.

Un pericol aparte îl prezintă infiltrațiile de apă din camera de încărcare, care, datorită căilor preferențiale de curgere și a drumului scurt, apar la suprafața versantului pe care sînt instalate conductele forțate, periclitînd stabilitatea acestuia (fig. 16-15, *a*).

De asemenea, saturarea cu apă a terenului de fundație al camerei ca și antrenarea prin infiltrație a particulelor fine ale acestuia, duc la formarea de goluri,

tasări neuniforme sau chiar distrugeri. Din cauza infiltrațiilor pot să apară lentile de lunecare sub radierul camerei de încărcare, periclitîndu-se stabilitatea generală a construcției (fig. 16-15, *b*).

Pentru a se înlătura aceste inconveniente se căptușește camera cu plăci groase și etanșe de beton armat, iar în adîncime se execută ecrane din palplanșe metalice, sau injecții cu lapte de ciment, cînd terenul permite. Întotdeauna se asigură drenarea fundației.

Elementele de construcție sînt asemănătoare cu cele tratate în alte capitole. Este necesar să se efectueze următoarele verificări [2]:

— stabilitatea la alunecare a taluzului pe care este așezată camera de încărcare, în ipoteza că în aceasta se realizează nivelul maxim, peste care se suprapune supraînălțarea de nivel provocată de o manevră bruscă de închidere;

— stabilitatea la alunecare și răsturnare a zidurilor laterale, în aceeași ipoteză ca mai sus, fără a conta pe umplutura din spate (ipoteză de reparație);

— stabilitatea la alunecare și răsturnare a casei vanelor în condițiile enunțate;

— rezistența pereților despărțitori și a cuvei, în ipoteza nivelului maxim în cameră, considerînd unul dintre compartimente închis de batardoul amonte; se alege compartimentul care conduce la situația cea mai dezavantajoasă pentru cuvă.

Pe lîngă încărcările cu caracter permanent, cum sînt greutatea proprie și presiunea apei, trebuie să se țină seama și de alte sarcini cu acțiune intermitentă cum sînt presiunea statică și dinamică a gheții, sarcini din supraumplerea camerei, efectul cutremurului etc.

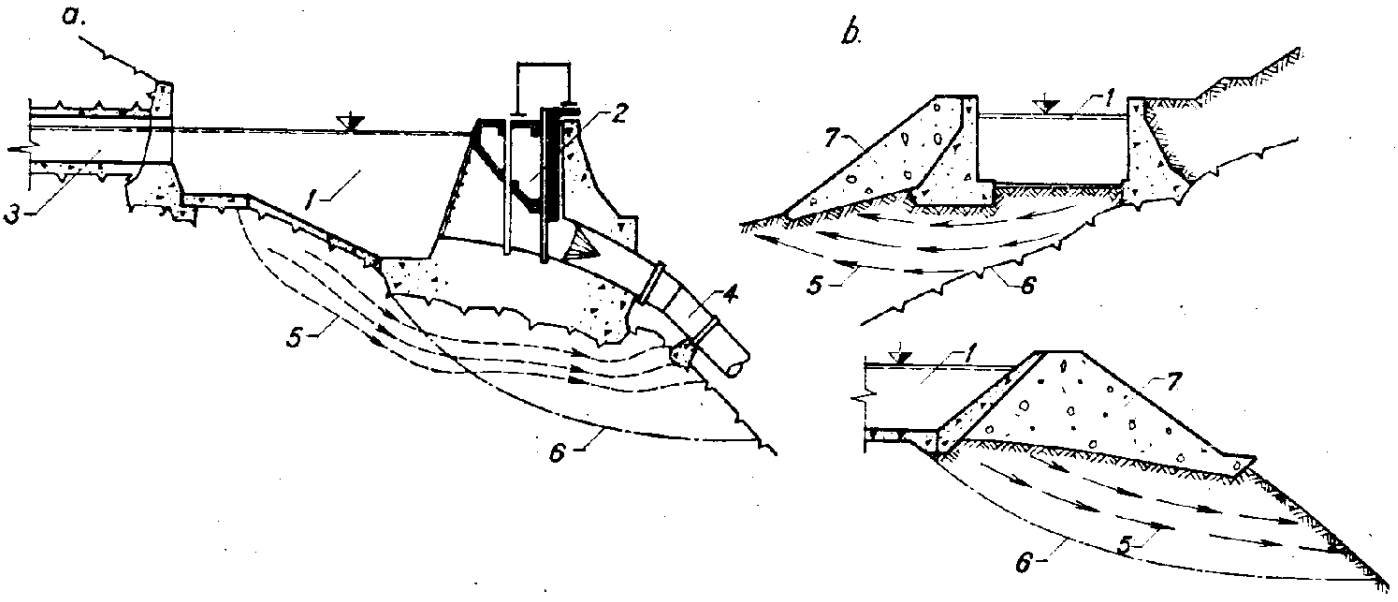


Fig. 16-15. Spectrul infiltrațiilor din camera de încărcare:

a — spre versantul conductelor forțate; *b* — spre lateral; *1* — bazinul camerei; *2* — casă de vane; *3* — aducțiune *4* — conductă forțată; *5* — linii de curent; *6* — suprafață probabilă de alunecare; *7* — umplutură compactată.

§ 3. CALCULUL HIDRAULIC AL CAMERELOR DE ÎNCĂRCARE

11. Obiectul calculelor

În cazul unor manevre la turbine, în camera de încărcare şi în bazinul de liniştire al centralei, ca şi pe canalele de derivaţie, iau naştere oscilaţii în masă ale apei. Acestea se amortizează în timp, datorită frecărilor, pînă cînd se stabilizează noul regim de funcţionare, corespunzător noului debit uzinat. În primele momente, supraînălţările nivelurilor, respectiv scăderile, se propagă pe canale sub formă de unde, care se reflectă şi se interferă, modificînd cotele de curgere pe întreaga derivaţie.

Undele care iau naştere la porniri sau opriri ale turbinelor centralei sînt de patru feluri, după cum se ilustrează şi în figura 16-16. La scădere de sarcină (fig. 16-16, *a*) apare unda pozitivă inversă *I* (unda de remuu) şi unda negativă directă *II* (unda de golire). La creştere de sarcină (fig. 16-16, *b*) apare unda negativă inversă *III* (de vărsare) şi unda pozitivă directă *IV* (de umplere). Înălţimea frontului şi viteza undelor depind de secţiunea canalului şi de natura manevrei.

La proiectarea camerelor de încărcare şi a canalelor adiacente trebuie determinate elementele mişcării nepermanente. Interesează în mod special determinarea cotelor maxime şi minime ale apei în camera de încărcare şi pe canale şi determinarea volumului camerei.

În funcţie de schema uzinei există două situaţii:

— canale alimentate în amonte de un lac de acumulare, în care nivelul se păstrează constant pe timpul considerat al mişcării nepermanente; în dreptul lacului unda de nivel are o reflectare cu schimbare de semn, şi deci supraînălţările sînt limitate;

— canale alimentate în amonte de o altă centrală, cazul frecvent al uzinelor în cascadă; centrala din amonte continuînd să funcţioneze, independent de manevra apărută la centrala din aval, în canal soseşte în permanenţă un debit constant; reflectarea nu schimbă semnul undei de nivel.

În cazul camerelor de încărcare şi al canalelor de la uzinele în cascadă, este necesar să se calculeze şi timpul după care trebuie asigurată descărcarea în

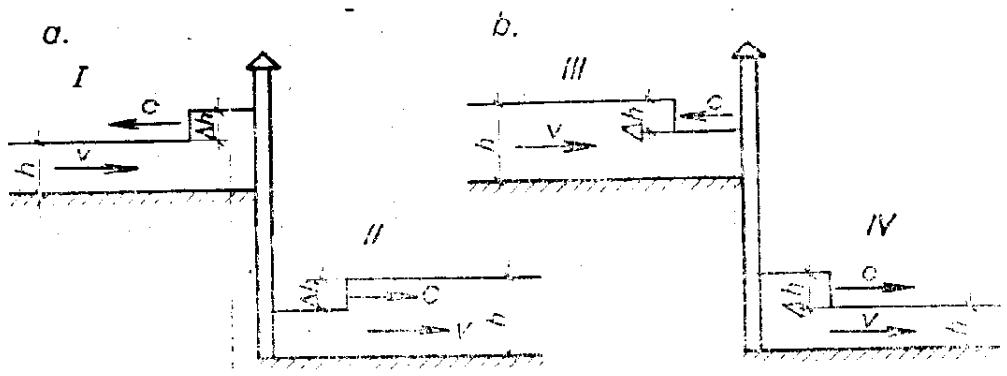


Fig. 16-16. Tipuri de unde care apar la manevre la turbine:
a — la scădere de sarcină; *b* — la creştere de sarcină.

bieful următor a debitului afluent, în cazul opririi centralei din aval, sau timpul după care trebuie pornită centrala din amonte, în cazul pornirii celei din aval, pentru a se evita deversarea peste bermele canalului sau golirea acestuia sub nivelurile permise.

12. Ecuațiile mișcării

Referindu-ne la figura 16-17 [3], se consideră $a-a$ poziția ocupată de curba suprafeței libere la timpul t și $b-b$ aceeași suprafață la timpul $t+\Delta t$. Dacă $1-1$ și $2-2$ sînt secțiuni ce delimitează un sector ds al curgerii, variația cantității de apă din sector trebuie să fie egală cu variația volumului sectorului de apă în același interval de timp.

Variația cantității de apă pe sector, în timpul Δt, este:

$$Q\Delta t - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial s}\,ds\right)\Delta t = -\frac{\partial Q}{\partial s}\,ds\,\Delta t. \tag{1}$$

Dacă în secțiunea $1-1$ variația suprafeței secțiunii este $\frac{\partial \omega}{\partial t}\Delta t$, variația de volum va fi:

$$\Delta V = \frac{\partial \omega}{\partial t}\,\Delta t\,ds. \tag{2}$$

Egalînd expresiile și simplificînd cu $\Delta t\,ds$ se obține:

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} = 0 \tag{3}$$

sau dacă $Q = \omega v$:

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial(\omega v)}{\partial s} = 0. \tag{4}$$

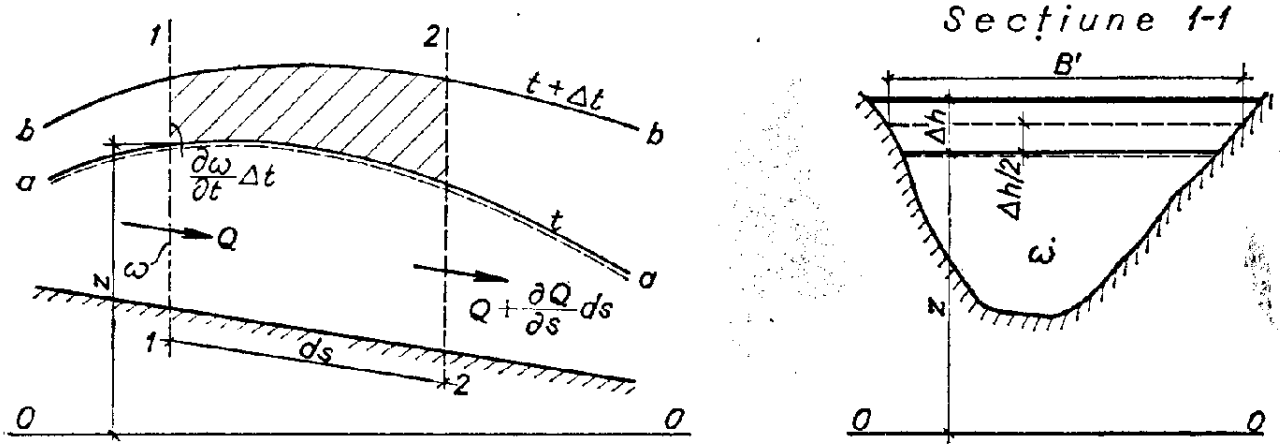


Fig. 16-17. Variația suprafeței libere pe un sector al curgerii.

Aceasta este ecuaţia de continuitate a curenţilor cu suprafaţă liberă în condiţiile mişcării nepermanente.

Pentru a stabili ecuaţia fundamentală a curenţilor cu suprafaţă liberă în mişcarea nepermanentă, se pleacă de la ecuaţia diferenţială a mişcării nepermanente [3], cunoscută din hidraulică:

$$\frac{\partial}{\partial s}\left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g}\right) = -\frac{\partial h_r}{\partial s} - \frac{\alpha_0}{g}\frac{\partial v}{\partial t}. \tag{5}$$

Dacă ordonata z se atribuie suprafeţei libere a curentului (fig. 16-18), presiunea p este nulă, şi dacă se neglijează pierderile locale datorite variaţiei secţiunii în lungul curentului, atunci pierderea de sarcină totală devine egală cu cea datorită frecărilor:

$$h_r = h_f \tag{6}$$

şi deci:

$$\frac{\partial h_f}{\partial s} = i_f \tag{7}$$

unde i_f este panta curentului. Dacă se mai admite $\alpha_0 = \alpha = 1$, ecuaţia (5) devine:

$$-\frac{\partial z}{\partial s} = \frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial s} + i_f. \tag{8}$$

Presupunînd că forţele de rezistenţă se pot exprima cu o relaţie de acelaşi tip cu cea corespunzătoare mişcării permanente gradual variate:

$$i_f = \frac{v^2}{C^2 R} \tag{9}$$

unde:

C — coeficientul de debit;

R — raza hidraulică,

mărimea $-\frac{\partial z}{\partial s}$ determină tocmai panta suprafeţei libere:

$$I = -\frac{\partial z}{\partial s}, \tag{10}$$

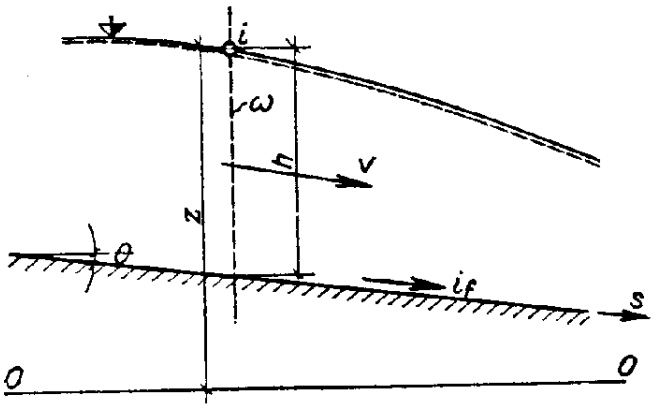


Fig. 16-18. Notaţii în ecuaţia fundamentală a mişcării nepermanente.

dar:

$$I = i_f - \frac{\partial h}{\partial s},$$

și atunci se obține forma curent folosită a ecuației fundamentale:

$$i_f - \frac{\partial h}{\partial s} = \frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial s} + \frac{v^2}{C^2 R}. \tag{11}$$

Problema mișcării nepermanente a curenților cu suprafață liberă se reduce la integrarea sistemului de ecuații cu derivate parțiale (4) + (11). Se pot obține funcțiile $Q = f_1(t, s)$ și $\omega = f_2(t, s)$, sau funcțiile $v = \varphi_1(t, s)$ și $h = \varphi_2(t, s)$, cu ajutorul cărora devine posibilă rezolvarea oricărei probleme practice cum ar fi: graficul variației debitului într-o secțiune dată, construirea profilului instantaneu al suprafeței libere a curentului etc. Ecuațiile sistemului sînt însă ecuații neliniare cu coeficienți variabili de tip hiperbolic. Integrarea analitică este extrem de dificilă și nu întotdeauna posibilă.

Prin utilizarea calculatoarelor electronice sistemul este ușor integrabil pe cale numerică, permițîndu-se determinarea elementelor caracteristice în orice ipoteză de manevră. Pentru calculele inginerești se folosesc rezolvări mult mai simple, limitate la cazurile unor manevre curente și extreme ale sarcinii la centrală.

13. Viteza de propagare și debitul undei

Prin viteza de propagare a undei se înțelege viteza de propagare a frontului undei. Dacă se face ipoteza că forțele de rezistență sînt neglijabile, din integrarea în acest caz particular a sistemului dedus, se pot obține expresiile vitezei de propagare. Experiențele efectuate în condiții reale [3] au arătat că forța de rezistență are o influență neînsemnată asupra vitezei de propagare a undei și deci că, în calculele practice, se poate utiliza una din cele două expresii:

$$c = v_0 \pm \sqrt{g\frac{\omega_0}{B'}\left(1 + \frac{3\Delta h B'}{4\omega_0}\right)} \tag{12}$$

$$c = v_0 \pm \sqrt{g\frac{\omega_0}{B'}\left(1 + \frac{3}{2}\frac{\Delta h B'}{\omega_0}\right)} \tag{13}$$

în care (fig. 16-19):

c — viteza de propagare a frontului undei;
v_0 — viteza inițială în canal;
g — accelerația gravitației;
ω_0 — suprafața inițială a secțiunii de curgere;
B' — lățimea secțiunii de curgere la mijlocul înălțimii undei (fig. 16-17);
Δh — înălțimea frontului undei.

Semnul plus corespunde cazului cînd direcţia deplasării undei coincide cu direcţia curentului (undă de umplere şi de golire), iar semnul minus cînd direcţia deplasării undei este contrară sensului curentului (undă de remuu şi de vărsare).

Cînd înălţimea frontului undei este redusă ($\Delta h < 0{,}10\ h$) în relaţiile (12) şi (13) se poate neglija termenul care îl conţine pe Δh şi deci:

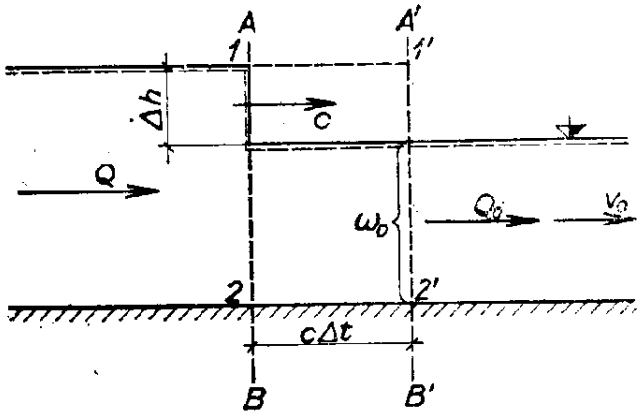


Fig. 16-19. Viteza de propagare şi debitul undei.

$$c = v_0 \pm \sqrt{g \frac{\omega_0}{B'}}. \tag{14}$$

Considerînd că secţiunea de separaţie AB (fig. 16-19) între zona de mişcare nepermanentă din stînga şi cea de mişcare de regim din dreapta se deplasează cu viteza frontului undei c, după un timp Δt ea va parcurge distanţa $c\Delta t$ şi se va găsi în $A'B'$. Cantitatea de apă care pătrunde prin AB este $Q\Delta t$, unde Q este debitul mişcării nepermanente. Cantitatea de apă care iese prin secţiunea $A'B'$ în acelaşi interval de timp Δt este $Q_0\Delta t$. Diferenţa dintre cele două mărimi este egală cu volumul undei: $c\Delta hB'\Delta t$. Egalînd şi simplificînd cu Δt:

$$\Delta Q = Q - Q_0 = c\Delta hB'. \tag{15}$$

Mărimea ΔQ caracterizează variaţia debitului care este purtat de undă şi se numeşte debitul undei.

14. Nivelul maxim la reducerea instantanee a debitului

Reducerea totală sau parţială a sarcinii centralei într-un interval foarte scurt de timp produce o undă pozitivă indirectă (de remuu) în camera de încărcare şi pe canalul de aducţiune. Unda se propagă în lungul canalului producînd o creştere a nivelurilor. Într-o secţiune dată, ridicarea nivelului continuă în timp pînă cînd unda reflectată de lac (la uzinele cu lac amonte) ajunge în secţiunea respectivă. Acestui moment îi corespunde nivelul maxim al apei în secţiune. Determinarea nivelurilor maxime în camera de încărcare şi pe canalul de aducţiune se poate rezolva într-un mod relativ simplu şi suficient de precis după metoda lui *Certousov* [3], dacă reducerea de sarcină este importantă (cazul interesant din punct de vedere practic).

Se presupune că în momentul iniţial pe canal are loc o mişcare permanentă cu debitul mediu Q_0. Poziţia suprafeţei libere în canal este cunoscută, şi sînt cunoscute toate elementele hidraulice în orice secţiune (fig. 16-20).

La centrala de la capătul aval are loc o reducere parţială a sarcinii:

$$\Delta Q_0 = Q_0 - Q_0'. \tag{16}$$

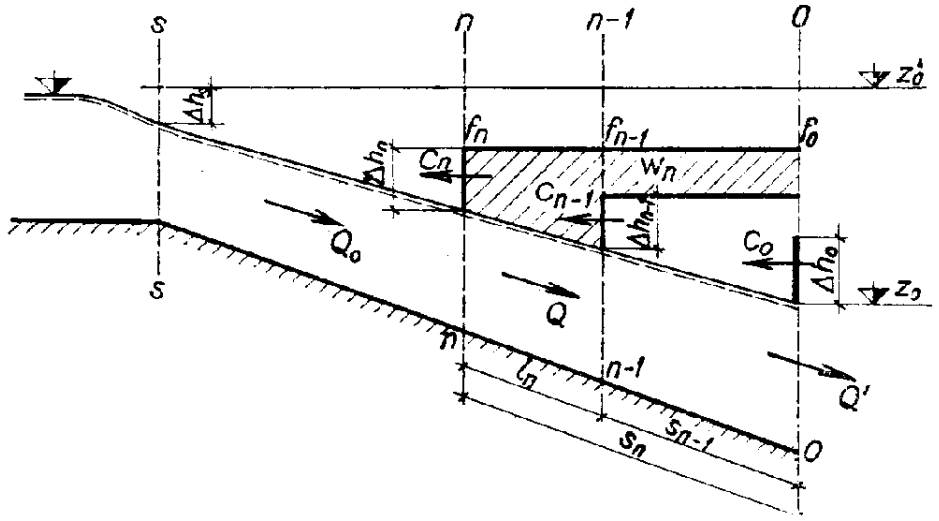


Fig. 16-20. Schema de calcul a nivelurilor maxime.

În secțiunea $0-0$ — capătul aval al camerei de încărcare — apare o undă de remuu care se propagă spre amonte. Se admit următoarele ipoteze:

— frontul undei rămîne vertical;

— suprafața liberă a apei din canal devine orizontală după trecerea undei;

— forțele de rezistență în mișcarea undei se pot neglija.

Se examinează propagarea undei pe un sector n, $n-1$ al canalului. Ecuația debitului undei va fi:

$$\Delta Q_n = c_n B_n' \Delta h_n, \tag{17}$$

în care notațiile sînt cele dinainte, iar indicele n localizează secțiunea de referință.

Viteza de propagare a undei, conform relației stabilite este de forma:

$$c_n = \sqrt{g \frac{\omega_{n_0}}{B_n'} \left(1 + \frac{3}{2} \frac{B_n'}{\omega_{n_0}} \Delta h_n\right)} - v_{n_0}, \tag{18}$$

în care indicele 0 marchează valorile elementelor hidraulice inițiale în secțiunea n. S-a luat sensul mișcării undei de stăvilire ca pozitiv.

Timpul de propagare a frontului undei din secțiunea $n-1$ în secțiunea n este:

$$\Delta t_n = \frac{l_n}{\bar{c}_n} \tag{19}$$

în care:

l_n — lungimea sectorului de canal;

$\bar{c}_n$ — viteza medie de propagare a undei pe sector.

Cu o anumită aproximație:

$$\bar{c}_n = \frac{1}{2}(c_{n-1} + c_n). \tag{20}$$

De aici se poate deduce:

$$c_n = 2\bar{c}_n - c_{n-1},$$

sau ținînd seama de (19) și de ecuația de continuitate:

$$W_n = \Delta Q_0 \Delta t_n, \tag{21}$$

în care W_n este volumul acumulat în Δt_n între secțiunile $0-0$ și $n-n$ (cel haşurat în fig. 16-20), rezultă:

$$c_n = \frac{2l_n \Delta Q_0}{W_n} - c_{n-1}. \tag{22}$$

Din relații geometrice se poate deduce:

$$W_n = W'_n - W'_{n-1} \tag{23}$$

în care:

$$W'_n = \frac{1}{3} s_n (f_0 + f_n + \sqrt{f_0 f_n}) \tag{24}$$

$$W'_{n-1} = \frac{1}{3} s_{n-1} \left(f_0 + f_{n-1} + \sqrt{f_0 f_{n-1}}\right) \tag{25}$$

unde f_0, f_{n-1} și f_n sînt suprafețele transversale ale frontului undei în secțiunile $0-0$, $n-1 \ldots n-n$.

În secțiunea de plecare $0-0$, înălțimea undei Δh_0 și viteza ei c_0 se pot determina din rezolvarea sistemului:

$$\Delta Q_0 = c_0 B'_0 \Delta h_0$$

$$c_0 = \sqrt{g \frac{\omega_{00}}{B'_0} \left(1 + \frac{3}{2} \frac{B'_0}{\omega_{00}} \Delta h_0\right)} - v_0.$$

Sistemul se poate rezolva grafic sau prin încercări. Cu aceste date cunoscute problema se rezolvă în modul următor:

— Într-o secțiune $1-1$ din amonte de secțiunea de capăt $0-0$ se propune o înălțime a frontului undei Δh_1. Se calculează corespunzător W_1 din (23), în care $(n-1)$ devine (0) iar (n) devine (1), c_1 din (22) și c_1 din (18). Dacă se obțin valori identice sau suficient de apropiate pentru c_1 după cele două relații, propunerea Δh_1 a fost corectă. Dacă nu, se reia calculul pentru o nouă propunere Δh_1.

— Odată găsită valoarea lui Δh_1 și c_1, cota în $1-1$ va fi $z_1 = z_{1,0} + \Delta h_1$, $z_{1,0}$ fiind cota suprafeței de curgere în mișcare permanentă. Se poate trece la o nouă secțiune de calcul $2-2$, situată în amonte de $1-1$, în care calculele se efectuează identic. În final se determină înălțimea undei și viteza ei de propagare în orice secțiune, inclusiv secțiunea prizei $s-s$. Cota apei în momentul de trecere al frontului undei într-o secțiune i este:

$$z_i = z_{i_0} + \Delta h_i \tag{26}$$

în care z_{i_0} este cota apei în mișcarea de regim.

— Se determină din relația (19) intervalele de timp în care unda se propagă de la o secțiune la alta. Prin valori cumulate se determină de asemenea timpul

în care unda se propagă din secțiunea perturbatoare $0-0$ pînă în orice secțiune considerată.

— În secțiunea $0-0$ ca și în orice altă secțiune $n-n$ de pe parcurs, nivelul suprafeței libere continuă să se ridice pe măsură ce unda se propagă spre amonte și chiar după ce aceasta a atins secțiunea de priză $s-s$. Variația nivelului suprafeței libere într-o secțiune dată, în particular în $0-0$, se poate reprezenta în funcție de timp pe baza datelor obținute anterior, folosind ipoteza că suprafața liberă a apei se menține orizontală după trecerea frontului undei. Cu bună aproximație această variație se poate asimila cu una liniară (fig. 16-21). În figură, nivelul z_0'' atins în $0-0$ la timpul $T = \Sigma_i \Delta t_i$ este același cu cel din s-s.

— Se admite că variația liniară asimilată pentru creșterea nivelurilor în funcție de timp rămîne valabilă și după ce s-a reflectat unda în secțiunea de priză. Se poate determina deci nivelul z_0 în secțiunea $0-0$ la orice timp $t > T$. Dacă se mai admite că timpul T de propagare a undei pozitive este egal cu timpul T' de propagare a undei negative, nu mai este necesar calculul undei negative. Nivelul maxim al suprafeței libere în secțiunea $0-0$ este (fig. 16-21):

$$z_{0\,max} = z_0'' + (z_0'' - z_0'), \tag{27}$$

sau:

$$z_{0\,max} = 2\,z_0'' - z_0 - \Delta h_0. \tag{28}$$

Cînd canalul de aducțiune are o secțiune transversală constantă, sînt suficiente două sau trei tronsoane de calcul. O anumită influență asupra regimului nepermanent o are camera de încărcare. Pentru a prinde acest efect este bine ca limitele sectoarelor de calcul să coincidă cu limitele camerei de încărcare și ale zonei de racord dintre cameră și canal. În calcule aproximative se pot alege numai două secțiuni de calcul, cea aval și cea de priză.

Dacă în camera de încărcare este prevăzut un deversor liber sau un sifon la cota z_d, din momentul în care începe deversarea, relația, (22) de calcul a vitezei de propagare a undei devine:

$$c_{nd} = \frac{2l_n \Delta Q_0'}{W_n} - c_{n-1} \tag{29}$$

în care:

$$\Delta Q' = \Delta Q_0 - Q_{nd}. \tag{30}$$

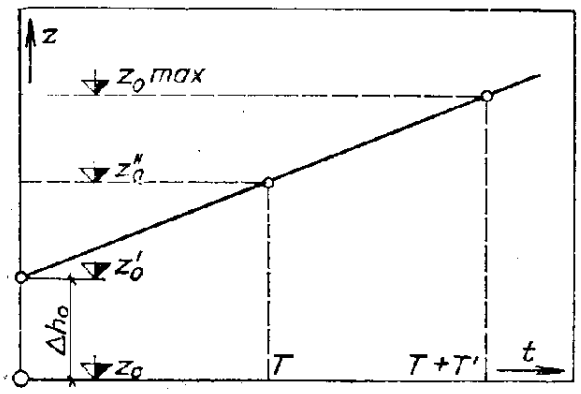


Fig. 16-21. Variația cotei apei din secțiunea de capăt în timpul propagării undei.

Cu Q_{md} s-a notat debitul mediu deversat sau sifonat în intervalul de timp în care unda parcurge sectorul $n-1$, n.

Atunci cînd canalul de aducțiune este alimentat în amonte de o altă centrală (amenajarea în cascadă) determinarea creșterilor de nivel se face în același mod pînă la momentul cînd unda ajunge în secțiunea de priză. Din acel moment nivelul apei continuă să urce cu o viteză aproximativ constantă în timp [2]. Pe perioada T' în care unda reflectată parcurge canalul, în acesta se va acumula un volum $W' = \Delta Q_0 T'$ care va produce o creștere de nivel $\Delta h'$, aceeași în toate secțiunile. Scriind relația geometrică a volumului acumulat se deduce valoarea lui $\Delta h'$.

Dacă în camera de încărcare a derivației în cascadă există descărcători (deversori, sifoane, goliri), prin care se poate evacua un debit Q_d, atunci la determinarea lui W' se ține seama de volumul de apă evacuat în intervalul de timp T'. Nivelul în amonte va fi mai ridicat decît cel din camera de încărcare cu înălțimea piezometrică a pierderilor de sarcină corespunzătoare trecerii debitului Q_d.

15. Nivelul minim la creșterea instantanee a debitului

Creșterea debitului centralei, determinată de mărirea sarcinii, provoacă o undă negativă (de vărsare) în canalul de aducțiune. Aceasta se propagă spre amonte și produce coborîrea nivelurilor în canal. Dacă aducțiunea își are priza într-un lac de acumulare, coborîrea nivelurilor durează pînă la momentul cînd unda reflectată ajunge în secțiunea considerată. Nivelul minim din camera de încărcare și eventual din alte secțiuni ale canalului trebuie determinat prin calcul. În cele ce urmează se prezintă metoda de calcul propusă de *Certousov* [3].

Se admite că în situația inițială în canal există o mișcare permanentă neuniformă cu debitul Q_0, pentru care se cunosc elementele hidraulice în orice secțiune. Mărirea bruscă a sarcinii la centrală produce o creștere instantanee a debitului uzinat de la Q_0 la Q'_0:

$$\Delta Q = Q'_0 - Q_0. \tag{31}$$

Ipotezele pentru stabilirea relațiilor de calcul sînt:

— frontul undei rămîne vertical în timpul propagării;

— suprafața liberă a apei în canal după trecerea undei este o dreaptă definită de panta I;

— panta hidraulică, pe un sector, după trecerea undei este de asemenea I (fig. 16-22).

Dacă se examinează propagarea undei pe un sector de canal între secțiunile $0-0$ și $n-n$ (fig. 16-22), ecuațiile fundamentale ale mișcării referitoare la secțiunea $n-n$, dar valabile și pentru orice altă secțiune a canalului vor fi:

— ecuația debitului undei:

$$\Delta Q_n = c_n B'_n \Delta h_n \tag{32}$$

cu notațiile definite la punctul precedent;

— ecuația vitezei de propagare a undei:

$$c_n = \sqrt{g \frac{\omega_{n_0}}{B'_n}\left(1 - \frac{3}{2}\frac{B'_n}{\omega_{n_0}}\Delta h_n\right)} - v_{x0}, \tag{33}$$

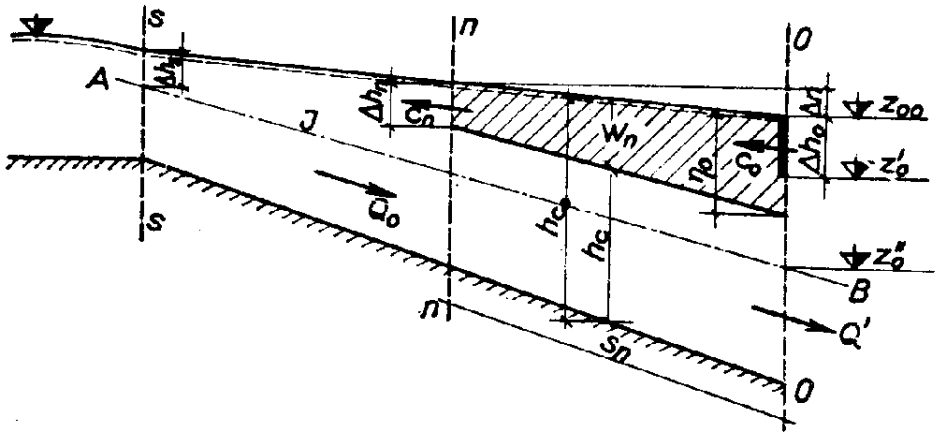


Fig. 16-22. Schema de calcul a nivelurilor minime.

în care cu indicele (*0*) au fost afectate valorile inițiale ale elementelor hidraulice din secțiunea $n-n$;

— ecuația timpului de propagare a frontului undei din $0-0$ până în $n-n$:

$$t_n = \frac{s_n}{\breve{c}_n}, \tag{34}$$

în care s_n este distanța dintre $0-0$ și $n-n$ și:

$$\breve{c}_n = \frac{1}{2}(c_0 + c_n) \tag{35}$$

viteza medie de propagare pe sector;

— ecuația de continuitate:

$$\Delta Q_0 t_n = W_n, \tag{36}$$

în care W_n este volumul de apă consumat în timpul t_n (haşurat în schema de calcul);

— ecuația mișcării gradual variate:

$$\bar{Q} = \bar{K}\sqrt{I} \tag{37}$$

unde:

$\bar{Q}$ — debitul mediu între secțiunile $0-0$ și $n-n$;

$\bar{K}$ — valoarea medie a modulului de debit pe sectorul respectiv.

Pentru calculul efectiv se determină mai întîi înălțimea frontului undei Δh_0 și viteza ei de propagare c_0 în secțiunea $0-0$ în momentul creșterii sarcinii la centrală. Se utilizează sistemul de ecuații:

$$\Delta Q_0 = c_0 B'_0 \Delta h_0 \tag{38}$$

$$c_0 = \sqrt{g\frac{\omega_{0_0}}{B'_0}\left(1 - \frac{3}{2}\frac{B'_0\Delta h_0}{\omega_{0_0}}\right)} - v_0 \tag{39}$$

pentru care soluțiile se găsesc prin rezolvare grafică sau prin încercări. Cota suprafeței libere a apei în momentul imediat următor creșterii debitului va fi:

$$z'_0 = z_{0_0} - \Delta h_0, \tag{40}$$

unde z_{0_0} este cota inițială a suprafeței libere.

În sistemul fundamental de ecuații se explicitează volumul de apă consumat W_n în funcție de geometria canalului:

$$W_n = \frac{1}{4} s_n(\Delta h_n + \eta_0)(B'_n + B'_0), \tag{41}$$

unde:

η_0 — coborîrea nivelului în secțiunea $0-0$ la timpul t_n măsurat din momentul apariției undei;

B'_n, B'_0 — lățimile secțiunii de curgere în $0-0$ și $n-n$ corespunzătoare unor coborîri $\frac{\eta_0}{2}$, respectiv $\frac{\Delta h_n}{2}$.

Dacă în loc de lățimile B'_n și B'_0 se iau lățimile inițiale B_{n_0} și B_{0_0} înainte de coborîrea de nivel se poate considera într-o primă aproximație:

$$W_n = \frac{1}{4} s_n(\Delta h_n + \eta_0)(B_{n_0} + B_{0_0}). \tag{42}$$

Din această relație, în care W_n se înlocuiește din relația de continuitate (36), iar timpul din ecuația de propagare (34), se poate deduce:

$$\frac{1}{2}(\Delta h_n + \eta_0) = \frac{2\Delta Q_0}{\bar{c}_n(B_{n_0} + B_{0_0})}. \tag{43}$$

Din figura 16-22 rezultă evident:

$$\frac{1}{2}(\Delta h_n + \eta_0) = h_{c_0} - h_c, \tag{44}$$

unde h_c este adîncimea în secțiunea de mijloc a tronsonului, iar h_{c_0} adîncimea inițială în aceeași secțiune.

Comparînd cele două relații se pot explicita:

$$h_c = h_{c_0} - \frac{2\Delta Q_0}{\bar{c}_n(B_{n_0} + B_{0_0})} \tag{45}$$

și

$$\eta_0 = \frac{4\Delta Q_0}{\bar{c}_n(B_{n_0} + B_{0_0})} - \Delta h_n. \tag{46}$$

Referitor la secțiunea mijlocie a tronsonului, dacă se determină elementele hidraulice ω_c, R_c, C_c pentru adîncimea h_c de mai sus, valoarea medie a modulului de debit se poate calcula din:

$$\bar{K} = \omega_c C_c \sqrt{R_c}. \tag{47}$$

Ținînd seama de această expresie și de faptul că:

$$\bar{Q} = \bar{K}\sqrt{I} = Q_0 + \frac{1}{2}(\Delta Q_n + \Delta Q_0),$$

rezultă:

$$\Delta Q_n = 2\bar{K}\sqrt{I} - 2Q_0 - \Delta Q_0. \tag{48}$$

Panta I a suprafeței libere, egală cu panta hidraulică, se poate deduce din considerente geometrice:

$$I = \frac{1}{s_n}(\eta_0 + \Delta_n - \Delta h_n), \tag{49}$$

în care s-a notat cu Δ_n diferența de nivel existentă inițial între secțiunile $n—n$ și $0—0$.

Rezolvarea cea mai comodă se face pe cale grafică. Se propune un șir de valori Δh_n^i pentru coborîrea nivelului în secțiunea $n—n$ și corespunzător fiecărei valori se obține c_n din (33), $\bar{c}_n$ din (35), apoi h_c din (45). Cu h_c determinat se găsește $\bar{K}$ din (47) apoi se determină I din (49) și deci ΔQ_n din (48). Ținînd seama de ecuația debitului undei (32), se poate calcula $\Delta h_n^{i\prime} = f_1(\Delta h_n^i)$. Perechile de valori Δh_n^i, $\Delta h_n^{i\prime}$ determină o curbă în planul respectiv (fig. 16-23, *a*). Punctul de intersecție al acestei curbe cu bisectoarea primului cadran este tocmai soluția problemei, propunerea fiind egală cu valoarea calculată. Dacă în aceeași abscisă se construiește și curba $c_n = f_2(\Delta h_n^i)$ se poate găsi viteza de propagare c_n corespunzătoare înălțimii undei (fig. 16-23, *a*).

Cota apei în secțiunea $n—n$ rezultă:

$$z_n = z_{n_0} - \Delta h_n. \tag{50}$$

Mergînd din secțiune în secțiune, se pot determina elementele undei pînă în secțiunea de priză $s—s$. Utilizînd relația (34) se poate găsi și timpul t_n în care se propagă unda de la secțiunea $0—0$ la secțiunea considerată $n—n$ și în particular timpul T în care unda ajunge în secțiunea $s—s$. Pe măsura propagării undei negative spre amonte nivelul suprafeței libere în $0—0$ coboară, existînd la un moment dat:

$$z_{0t} = z_{00} - \eta_{0t}, \tag{51}$$

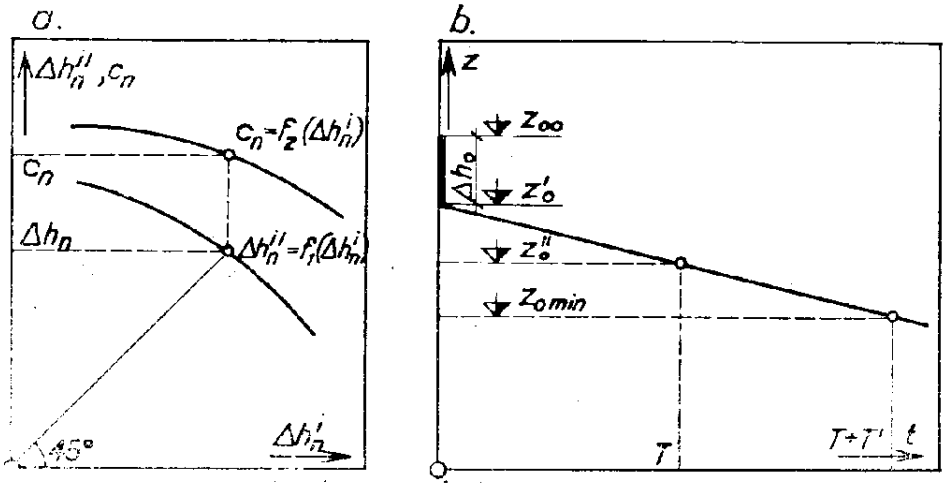


Fig. 16-23. Rezolvarea pe cale grafică a ecuațiilor mișcării în cazul coborîrii nivelului:

a — determinarea elementelor din punctul de calcul; *b* — variația cotei din secțiunea de capăt în timpul propagării undei.

în care η_{0t} se poate determina imediat ţinînd seama de cota finală a apei în secţiunea la care a ajuns frontul undei la timpul t şi de panta I a apei în această secţiune. În baza acestor date rezultă curba de variaţie a nivelului în $0—0$ funcţie de timp (fig. 16-23, *b*) care poate fi asimilată uşor cu o dreaptă. Se poate deci determina nivelul z_0 în orice moment $t > T$ şi deci şi nivelul minim.

Pentru cazul aducţiunii cu lac de acumulare în amonte, coborîrea nivelului continuă pînă la sosirea undei reflectate. Dacă se admite că timpul T' de ajungere a undei reflectate este egal cu timpul T necesar pentru unda directă, nivelul minim în camera de încărcare rezultă:

$$z_{0\,min} = 2z_0'' - z_{0,0} + \Delta h_0, \tag{52}$$

în care notaţiile au fost definite anterior.

Cînd canalul de aducţiune este alimentat în amonte de o altă centrală (amenajări în cascadă) se disting două posibilităţi, funcţie de situaţia debitelor instalate la cele două centrale. Dacă $Q_{i,\,av} \leqslant Q_{i,\,am}$ calculul se face asemănător cu cel prezentat. Dacă $Q_{i,\,av} > Q_{i,\,am}$ nivelul minim în camera de încărcare nu se obţine la sfîrşitul perioadei $T + T'$ ci continuă să scadă ca urmare a consumării volumului $(Q_{i,\,av} - Q_{i,\,am})\,t$. Dacă turbinele centralei aval nu îşi reduc debitul corespunzător uzinării din amonte canalul se goleşte. Se impun deci condiţii de exploatare, iar în mod raţional se alege $Q_{i,am} = Q_{i,av}$.

Asupra numărului de secţiuni de calcul se pot face aceleaşi consideraţii ca în cazul creşterii de nivel. Cu privire la tipul de manevră pentru care se face calculul trebuie menţionat că normele sovietice indică o creştere de debit corespunzătoare măririi sarcinii prin punerea în funcţiune a încă unei turbine. Dacă centrala are un regim special atunci determinarea cotei minime se face după o analiză a posibilităţilor de creştere a sarcinii.

16. Determinarea volumului şi cotelor camerei de încărcare

Volumul camerei de încărcare trebuie să asigure înmagazinarea unei cantităţi de apă egală cu volumul undei de remuu provocată de o închidere bruscă a centralei. La fel, volumul ei trebuie să furnizeze cantitatea de apă necesară creşterii debitului uzinat cu ΔQ, la o creştere a sarcinii, pînă cînd se produce creşterea corespunzătoare a debitului pe aducţiune. Din ambele condiţii rezultă că volumul camerei este mai mare cu cît debitul instalat la centrală este mai mare [2].

La canalele cu berme orizontale valoarea volumului camerei de încărcare se reduce foarte mult, putînd ajunge chiar la zero. Volumul necesar se acumulează între curbele suprafeţei libere corespunzătoare diferitelor debite, pentru situaţia creşterii sarcinii. La căderea de sarcină volumul este asigurat prin prismul cuprins între nivelul de regim şi berma canalului. Volumul camerei fiind mic în comparaţie cu cel care poate fi acumulat pe canal, influenţa lui asupra reducerii amplitudinii undelor este foarte mică. Întrucît amenajarea unei camere de încărcare cu volum mare este dificilă şi scumpă, în cazul bermelor orizontale camera de încărcare se rezumă de obicei la o simplă evazare, spre a asigura frontul necesar pentru admisia apei la casa vanelor, şi o coborîre corespunzătoare a radierului. Calculul nivelurilor

maxime și minime se face după metodele prezentate, pentru diferite volume de cameră, pînă cînd se obțin valorile impuse.

La canalele cu berme înclinate, volumul camerei rezultă uneori foarte mare, în special în cazul debitelor instalate foarte mari. Acumularea pe canalul de aducțiune este neglijabilă. În aceste situații se prevăd la camera de încărcare descărcători care evacuează surplusul de debit cînd nivelul crește și amenință să treacă peste bermele canalului. Creasta deversorului se alege astfel ca supraînălțarea apei să ajungă pînă la maximum 10 cm sub bermă. În acest scop pe ultima porțiune bermele se supraînalță și se fac orizontale. Uneori se execută deversoare laterale în lungul canalului, care evacuează pe traseu surplusul de debit.

Volumul camerei, necesar la creșterea des arcină în ipoteza canalului cu berme înclinate, se determină din condiția ca să se asigure creșterea debitului cu valoarea de calcul ΔQ pînă ce debitul în canal ajunge la noua valoare:

$$V_{cameră} = \frac{L}{v} \Delta Q, \tag{53}$$

unde:

ΔQ — creșterea de debit, în m^3/s;
L — lungimea canalului, în m;
v — viteza în regim uniform pentru noul debit uzinat, în m/s.

Dacă acest volum rezultă prea mare, atunci creșterea sarcinii centralei se face după program, ținîndu-se seama ca debitul în amonte să crească la noua valoare cu un decalaj față de mărirea sarcinii la centrală. Diferența de timp este:

$$t = \frac{L}{v} \tag{54}$$

cu notațiile dinainte.

Din cele discutate rezultă că amenajările cu canale cu berme înclinate nu sînt elastice în exploatare, producînd pierderi de apă și de cădere. Ele nu se folosesc decît pentru debite instalate mici și lungimi reduse de canale. Cînd se adoptă astfel de soluții camera de încărcare trebuie să aibă o evazare spre casa vanelor, pentru a asigura frontul de intrare, și radierul să coboare corespunzător, pentru a asigura garda de 1,5 ... 2,0 m pentru conductele forțate.

§ 4. FUNCȚIONAREA CASTELELOR DE ECHILIBRU

17. Criterii de necesitate

La amenajările hidroenergetice la care apa este adusă la centrală prin aducțiuni sub presiune de lungime mare, ca și în situația unor aducțiuni sub presiune lungi pentru alimentări cu apă sau alte folosințe, intervin o serie de fenomene provocate de inerția unor mase foarte mari de apă în mișcare. Pentru accelerarea sau frînarea acestor mase sînt necesare forțe considerabile, iar în primă fază se impune prezența unui furnizor sau înmagazinator de apă pînă la realizarea stării de regim.

În situaţia unei aducţiuni energetice, la deschideri sau la închideri chiar parţiale ale aparatului obturator de la centrală apar depresiuni, respectiv suprapresiuni, care se transmit sub formă de unde în lungul conductei. Acest fenomen este cu atît mai violent cu cît conducta este mai lungă şi închiderea sau deschiderea mai rapidă. Intensitatea lui se reduce în situaţia conductelor scurte, sau cînd zona de transmitere a undelor de presiune se limitează prin intercalarea pe conductă a unei capacităţi care să acumuleze lichidul. Dat fiind că lovitura de berbec necesită supradimensionarea aducţiunii şi perturbă funcţionarea instalaţiilor, se caută să se limiteze fenomenul la o porţiune cît mai scurtă de conductă, prin introducerea castelului de echilibru, un uvraj asemănător cu un tub piezometric cu o secţiune foarte mare.

Necesitatea castelului apare mai evidentă dacă se pleacă de la considerentul că suprapresiunea dinamică Δh nu trebuie să depăşească 20% din căderea totală pentru a permite reglajul la centrală în bune condiţiuni. Expresia suprapresiunii la lovitura directă este:

$$\pm \frac{\Delta h}{H_0} = \frac{1}{2}(\sigma \pm \sqrt{4+\sigma^2}) \tag{55}$$

cu:

$$\sigma = \frac{Lv}{gTH_0} \tag{56}$$

unde:

H_0 — căderea centralei, respectiv presiunea de regim;
L — lungimea de propagare a loviturii de berbec;
T — timpul de manevră;
v — viteza pe conductă.

Dacă se admite pentru timpul de închidere al aparatului director valoarea limită inferioară (5 ... 10 s), se obţine criteriul [2]:

$$Lv < (7{,}50 \ldots 20)\ H_0, \tag{57}$$

care impune prezenţa castelului atunci cînd lungimea derivaţiei energetice nu permite înscrierea în cadrul inegalităţii de mai sus.

Criteriul exact al adoptării unui castel în cadrul unei uzine hidroelectrice se obţine pe baza calculelor tehnico-economice care iau în consideraţie, pe de o parte, cheltuielile suplimentare necesare pentru construcţia şi exploatarea unuia sau cîtorva castele de echilibru, iar pe de alta, micşorarea cheltuielilor pentru construcţia şi exploatarea derivaţiei energetice şi a echipamentului, datorite reducerii valorii loviturii de berbec.

18. Mod de funcţionare

Oscilaţiile nivelului apei într-un castel de echilibru sînt un fenomen complex care depinde de mai mulţi factori şi anume: dimensiunile aducţiunii şi mărimea presiunii din aducţiune, modul de reglaj al turbinelor, intensitatea şi frecvenţa schimbărilor de sarcină la care este supusă centrala, caracteristicile proprii ale castelului.

Se consideră o amenajare ca cea din figura 16—24 în care turbina este alimentată prin aducțiune și conducta forțată, iar la legătura dintre ele este plasat castelul de echilibru. Dacă turbina funcționează la sarcină nominală, nivelul apei în castel este sub cel din lacul de acumulare, diferența fiind reprezentată de înălțimea cinetică și de pierderile de sarcină pe aducțiune.

La o reducere bruscă a sarcinii centralei, regulatorul turbinei va comanda o închidere rapidă a vanelor de admisie pentru menținerea regimului sincronizat al turației. Închiderea vanelor are ca rezultat o reducere bruscă a debitului, ceea ce produce, pe de o parte, o lovitură de berbec ale cărei unde de presiune se reflectă într-un sens și în altul între turbină și castelul de echilibru, dacă rezistența hidraulică a branșamentului este redusă, iar pe de altă parte, oscilații ale întregii mase de apă din aducțiune și castel. Efectele loviturii de berbec sînt însă de scurtă durată și se amortizează fără ca ridicarea nivelului apei în castel să fie prea însemnată. Din această cauză se obișnuiește de multe ori să se trateze saltul în castel și lovitura de berbec ca două fenomene separate, neconsiderînd efectul undelor de presiune la determinarea saltului maxim.

În sistemul aducțiune — castel de echilibru debitul rămîne în prima fază cel din situația de regim, iar excedentul de apă este acumulat de castel. Ca urmare, intervine o creștere a nivelului apei în castel. Cînd acest nivel depășește nivelul de regim apare o forță de contrapresiune la extremitatea aducțiunii care frînează, oprește și apoi inversează curgerea. Noua direcție de mișcare a apei din aducțiune se menține pînă cînd nivelul din castel coboară sub cel din lac. Curgerea este acum frînată de contrapresiunea dată de lac, oprită și apoi inversată. Fenomenul se re-

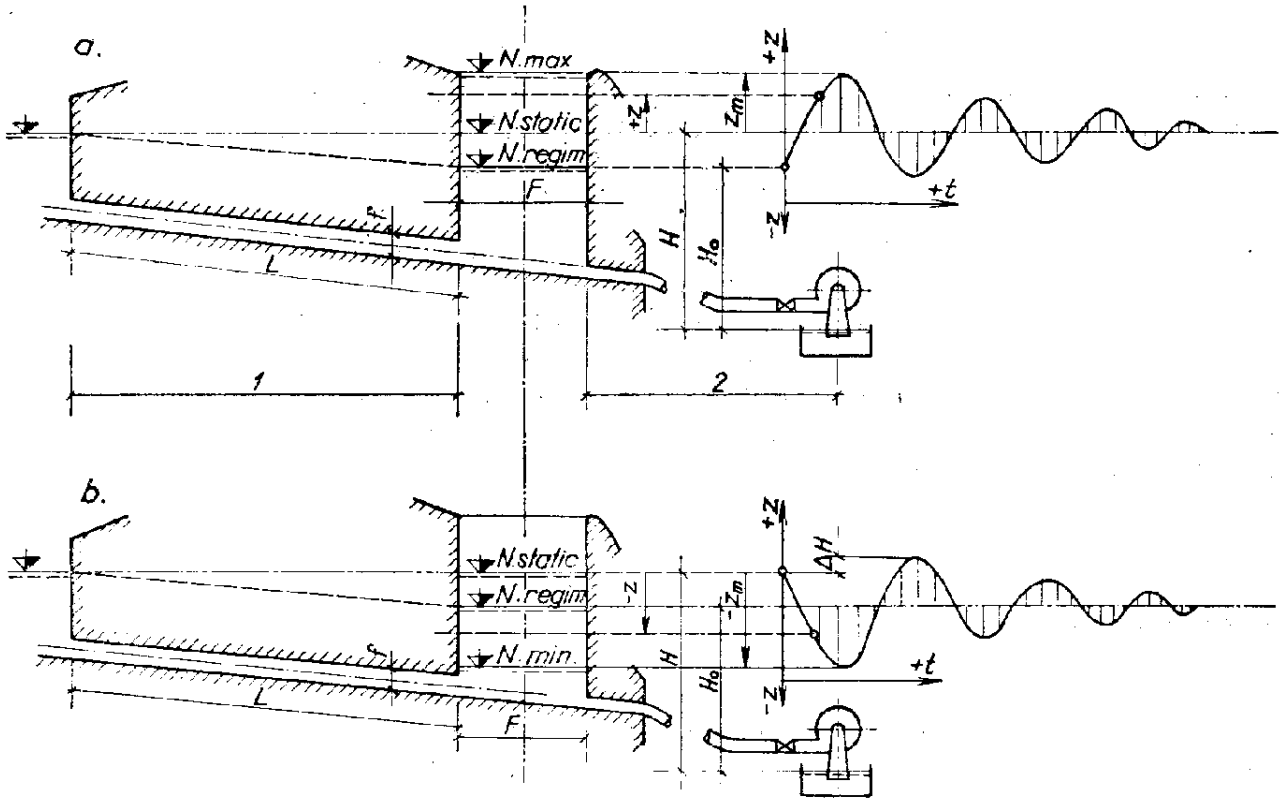


Fig. 16-24. Oscilațiile nivelului apei în castelul de echilibru:
a — la reducere de sarcină; *b* — la creștere de sarcină; *1* — aducțiune sub presiune; *2* — conductă forțată.

petă ciclic, pînă la amortizarea lui completă, provocată de frecările din sistem. Variaţiile nivelului apei din castel sînt ilustrate în figura 16-24, *a*.

La o intrare bruscă în funcţiune a centralei, apa din aducţiune fiind iniţial în situaţia de repaus, nivelul apei din castel scade brusc pentru a asigura necesarul de apă în conductele forţate spre turbină. În acelaşi timp, pe baza diferenţei de nivel dintre lac şi castel, se produce accelerarea masei de apă din aducţiune. Această diferenţă de nivel trebuie să fie mai mare decît pierderea de sarcină pe aducţiune la funcţionarea în regim. Debitul de pe aducţiune creşte pînă cînd atinge o valoare mai mare decît debitul uzinat. Surplusul de debit ce apare este acumulat de castel şi ca urmare nivelul apei în castel creşte pînă cînd egalează şi depăşeşte nivelul din lac. Apare o contrapresiune la extremitatea aducţiunii care frînează şi apoi inversează curgerea. Ca urmare nivelul din castel scade din nou sub nivelul din lac şi fenomenul se repetă ciclic cu o perioadă relativ mare (sute de secunde), pînă cînd are loc stabilizarea curgerii din aducţiune la debitul de regim. Nivelul apei din castel va fi sub cel din lac cu înălţimea cinetică şi pierderile de sarcină de pe aducţiune. Oscilaţiile nivelului apei din castel sînt ilustrate în figura 16-24, *b*.

La variaţii parţiale ale sarcinii centralei, adică la descreşteri sau creşteri ale puterii, fenomenele sînt similare, iar modul de lucru al castelului este identic. În general, în aceste situaţii, valorile saltului sînt mai reduse decît cele de la variaţiile totale ale sarcinii, dar frecvenţa oscilaţiilor este mai mare şi uneori se pun probleme legate de amortizarea lor în timp.

Pentru castelele de echilibru plasate aval de centrală, pe galeriile de fugă sub presiune, modul de comportare este invers faţă de cel al castelelor din poziţia amonte, caracterul fenomenelor fiind însă similar.

19. Funcţiuni îndeplinite

Rezumînd consideraţiile precedente se pot evidenţia următoarele funcţiuni ale castelului:

— *micşorează valoarea presiunii dinamice* în derivaţia forţată sau aspirator prin crearea undei reflectate şi scurtarea traseului de propagare;

— *micşorează sau anulează complet presiunea dinamică* care se transmite pe aducţiune sau fugă, prin descompunerea undei de presiune în două unde parţiale; cea din aducţiune este în general de foarte mică amplitudine;

— *asigură aportul de apă la turbine* şi protejează derivaţia împotriva pătrunderii aerului cînd creşte sarcina centralei (pentru castelul situat pe fugă, cînd scade sarcina centralei);

— *acumulează excesul de apă* cînd scade sarcina centralei (pentru castelul situat pe fugă, cînd creşte sarcina centralei);

— *amortizează oscilaţiile nivelului apei*, apărute ca urmare a variaţiei sarcinii centralei şi asigură stabilitatea reglajului.

§ 5. TIPURI DE CASTELE DE ECHILIBRU

20. Castelul cilindric simplu

Acest tip de castel este cel mai simplu din punct de vedere funcțional și constructiv. El este alcătuit dintr-un puț cilindric sau un turn cilindric, legat la partea inferioară cu aducțiunea printr-o conductă scurtă sau un orificiu (fig. 16-25). În multe situații castelul se realizează parțial în puț, avînd o zonă aeriană sub formă de turn.

La porniri sau opriri bruște ale centralei, ca și la manevre parțiale, nivelul apei din castel scade sau crește pentru a asigura necesarul de apă sau a acumula excedentul pînă la realizarea noului regim. Diferența de nivel dintre lacul de acumulare și castel, produsă de schimbul de debit dintre aducțiune și castelul de echilibru, realizează accelerarea sau frînarea masei de apă de pe aducțiune. În unele cazuri manevrele parțiale produc oscilații întreținute, sau chiar fenomene de rezonanță, datorită suprapunerii peste oscilația proprie a oscilațiilor forțate provocate de sistemul regulator al turbinelor.

Diametrul puțului castelului se alege din condiția de limitare a salturilor maxime și minime și din condiția de a avea asigurată stabilitatea la micile oscilații. Condiția de stabilitate determină diametrul castelului în cazul amenajărilor cu căderi mici și conducte de aducțiune scurte, iar condiția de limitare a saltului determină diametrul castelului în cazul amenajărilor cu căderi mari sau aducțiuni lungi.

Dezavantajele acestui tip de castel constau în faptul că necesită volumul cel mai mare comparativ cu celelalte tipuri. Dat fiind că la castelul cilindric simplu variațiile nivelului sînt graduale, accelerările sau frînările masei de apă se produc în timp relativ îndelungat, iar acțiunea castelului este o acțiune lentă. Corespondența dintre nivelul apei din castel și viteza pe aducțiune în cazul unei creșteri de sarcină, ca și desfășurarea în timp a primelor oscilații, sînt ilustrate în figura 16-26 [4].

Avantajele castelului simplu provin din faptul că oscilațiile relativ lente ale nivelului apei sînt favorabile pentru reglajul turbinelor, iar constructiv, datorită constanței secțiunii transversale, excavația și cămășuiala sînt ușor de executat.

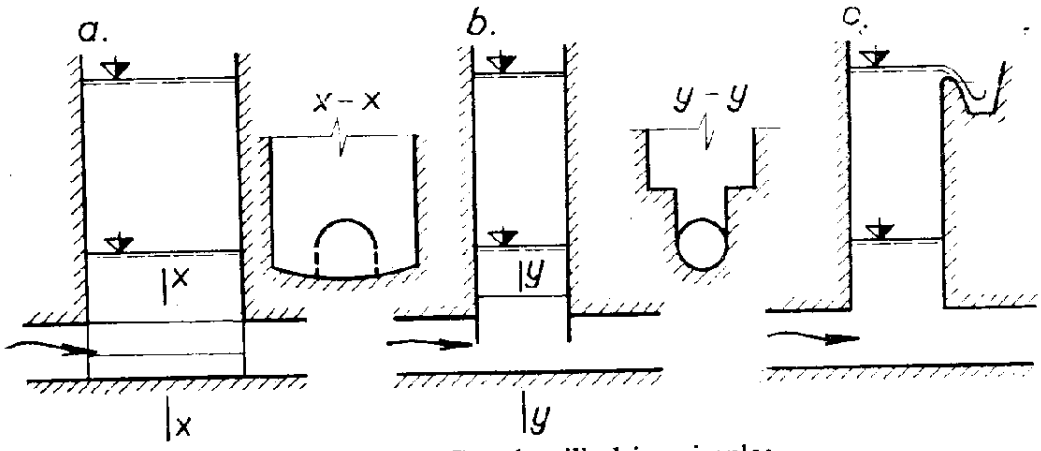


Fig. 16-25. Castele cilindrice simple:
a — cu orificiu; *b* — cu conductă de legătură; *c* — cu deversor la partea superioară.

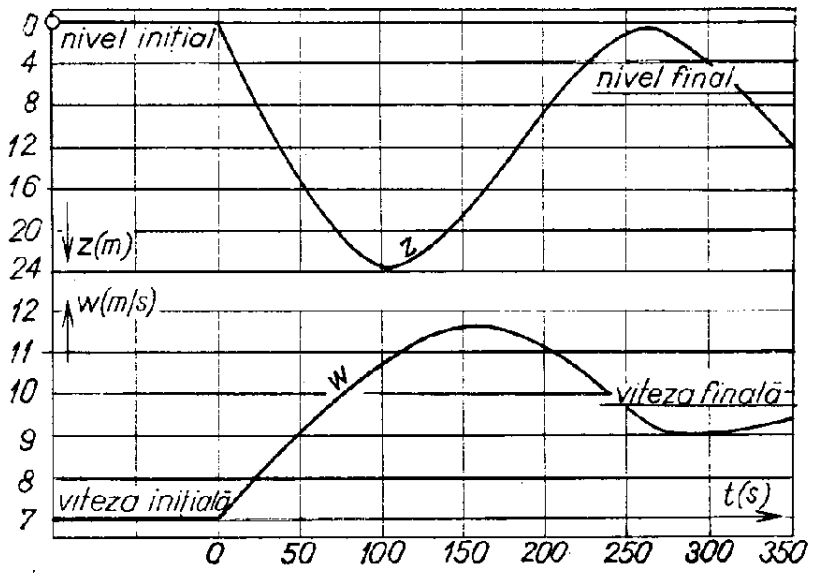


Fig. 16-26. Oscilațiile nivelului și variația în timp a vitezei pe aducțiune *(w)* în cazul castelului cilindric simplu.

El devine economic în cazul aducțiunilor scurte de diametre mici, dar mai ales pentru căderi mici.

În figura 16-27 este prezentat castelul cilindric realizat la uzina hidroelectrică *Dobrești*. În castel debușează diametral opus aducțiunile Ialomița și Brătei, ceea ce micșorează apreciabil energia cinetică a apei de pe cele două aducțiuni, în cazul opririi bruște a centralei. Din castel pleacă spre centrală conducta forțată care face un unghi de 60° cu axul aducțiunii Ialomița. Pe primii 19 m construcția este subterană, avînd un inel de beton exterior de 30 ... 35 cm și un inel interior de beton armat cu aceleași grosimi. Radierul este realizat sub formă de pîlnie pentru a colecta eventualele depuneri aluvionare provenite de la apa din castel. Pe ultimii 11 m construcția este aeriană, sub forma unui cilindru de beton armat, cu o platformă pentru mecanismele de manevră ale vanelor și acoperit cu o cupolă tot din beton armat. Nivelul maxim al saltului ajunge pînă la 3,0 m sub cota cupolei.

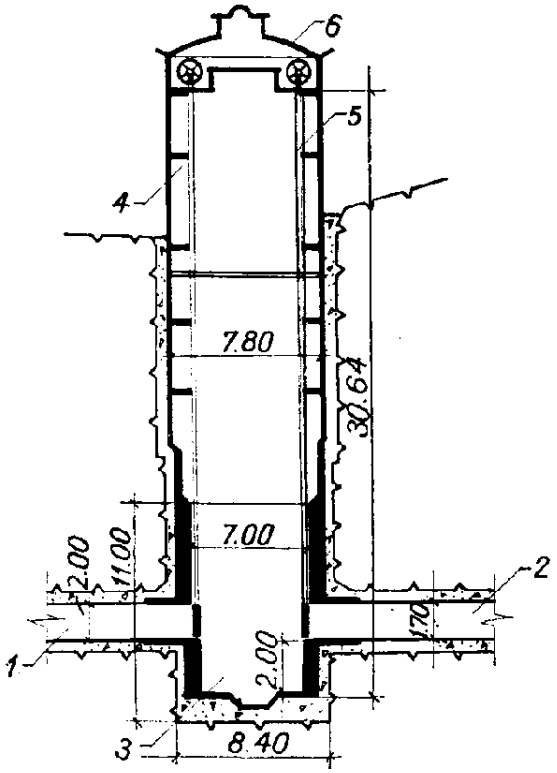


Fig. 16-27. Castelul de echilibru de la U.H. Dobrești:

1 — aducțiunea Ialomița; *2* — aducțiunea Brătei; *3* — spațiu de sedimentare; *4* — turn aerian; *5* — cremalieră pentru manevrarea stavilelor; *6* — cupolă.

Castelul simplu înclinat (v. fig. 16-4, *b*) se realizează sub forma unei galerii înclinate sau ca o conductă pozată pe versant. Dacă castelul cilindric de diametru D este înclinat față de orizontală cu unghiul θ, secțiunea lui constructivă este $\frac{\pi D^2}{4}$, dar aria suprafeței apei va crește

pînă la $\frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{1}{\cos \theta}$. Condițiile topografice sau geologice pot favoriza sau chiar impune realizarea unui asemenea tip de castel. Funcționarea, avantajele și dezavantajele lui sînt aceleași ca la castelul cilindric simplu.

21. Castelul cu camere

Castelul cu camere este alcătuit dintr-un puț central numit *coloana castelului*, care poate fi verticală sau înclinată și două lărgiri, numite *camere*, situate în zona saltului maxim și minim (fig. 16-28).

Castelul cu camere se realizează numai în cazul construcției în subteran. Camera inferioară ia forma uneia sau mai multor galerii dispuse radial față de puț, iar camera superioară poate fi realizată fie ca o galerie, fie ca un rezervor de diametru mare, deschis la partea superioară atunci cînd situația topografică o permite.

În funcționarea de regim a uzinei nivelul apei se găsește în coloana castelului. La o scădere bruscă a sarcinii centralei apa se ridică în coloană și umple camera superioară. Creșterea nivelului se face repede în limitele coloanei, dar se încetinește simțitor în dreptul camerei (fig. 16-32, 16-33). La creșterea sarcinii centralei, nivelul coboară rapid în coloană pînă cînd ajunge în dreptul camerei inferioare, care furnizează necesarul de debit pînă la realizarea noii curgeri de regim în aducțiune (fig. 16-32, 16-33). Energia cinetică a apei din aducțiune se transformă

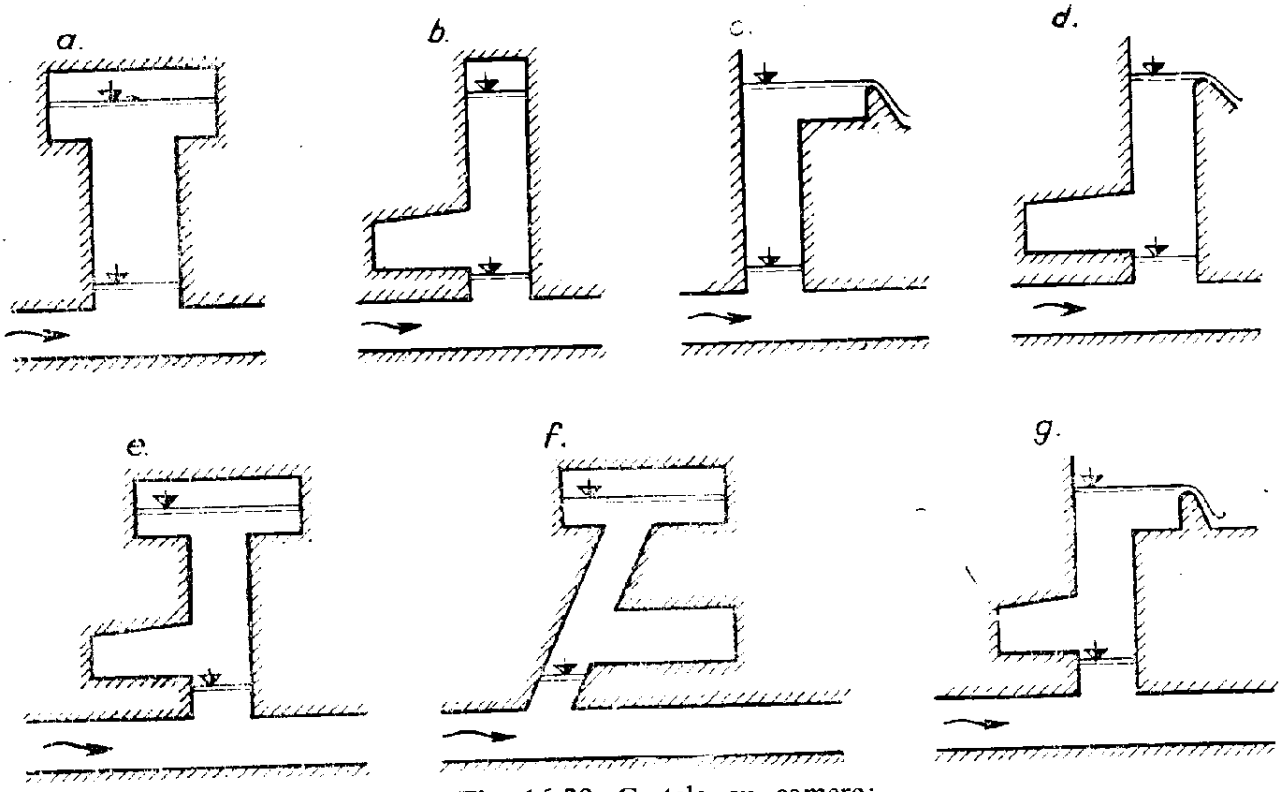


Fig. 16-28. Castele cu camere:
a — cu cameră superioară; *b* — cu cameră inferioară; *c* — cu cameră superioară și deversor; *d* — cu cameră inferioară și deversor; *e* — cu două camere; *f* — cu două camere și puț înclinat; *g* — cu două camere și deversor.

în energie potențială la trecerea în castel, prin ridicarea nivelului apei. Invers, la curgerea din castel spre aducțiune, energia potențială a volumului de apă din castel se transformă în energie cinetică a apei din aducțiune.

În cazul castelului cu camere, centrul de greutate al volumului de apă din castel este așezat mai sus decît în cazul castelului cilindric simplu, ceea ce revine la faptul că aceeași cantitate de energie poate fi înmagazinată într-un volum mai mic. Se poate arăta că dacă în cazul închiderii bruște s-ar concentra întreg volumul castelului în zona saltului maxim, iar în cazul deschiderii bruște acesta s-ar concentra în zona saltului minim, s-ar putea realiza economii de volum de 50% față de castelul cilindric simplu [5]. În situația reală, ținînd seama și de pierderile de sarcină din sistem și de realizarea constructivă, economiile sînt mai reduse dar totuși importante.

Adoptarea castelului cu camere este indicată în cazul amenajărilor la care nivelul de apă din lacul de acumulare variază în limite foarte largi. Camera superioară se dispune deasupra nivelului static corespunzător nivelului maxim din lac, pentru a limita amplitudinea saltului produs de o manevră de închidere bruscă la lac plin. Camera inferioară se plasează sub cota nivelului dinamic corespunzător nivelului minim din lac, pentru a limita amplitudinea saltului produs de o manevră de deschidere bruscă la lac gol. Secțiunea coloanei castelului se alege din condiția de stabilitate la micile oscilații, produse de manevre parțiale în reglajul puterii constante. Aceasta face ca acest tip de castel să devină mai economic în cazul căderilor mari, pentru că secțiunea impusă de condiția de stabilitate este relativ redusă și volumul coloanei, deși are înălțime mare, este redus.

Un avantaj al castelelor cu camere constă și în faptul că variațiile de nivel din castel sînt reduse comparativ cu întreaga cădere și deci sînt convenabile reglajului turbinelor. Tipul devine mai puțin indicat pentru căderi mici, pentru că diametrul puțului coloanei, impus din condiția de amortizare a micilor oscilații, este foarte mare și volumul coloanei ajunge de același ordin de mărime cu cel al camerelor.

În figurile 16-29, 16-30, 16-31 și 16-33 sînt prezentate cele mai importante castele cu camere construite sau în curs de construcție în România. La uzina hidroelectrică *Sadu V* (fig. 16-29) puțul este subteran pe 34 m, cu un diametru redus, fiind căptușit cu beton de 30 cm grosime. Camera superioară s-a realizat sub forma unei construcții tronconice aeriene, al cărui diametru variază între 2,50 m la bază și 9,80 m sus. Ieșirea cu o structură de 25 m deasupra terenului nu reprezintă o soluție recomandabilă, dar în cazul de față ea a fost impusă de condițiile topografice. Camera inferioară este realizată sub forma unei galerii de 25 m lungime, dispusă radial față de traseul aducțiunii.

La uzina hidroelectrică de la *Argeș* (fig. 16-30) castelul este în întregime subteran, fiind plasat pe același ax cu puțul forțat. La partea superioară a puțului vertical, de 140 m înălțime, se găsește camera superioară cilindrică. Camerele inferioare sînt realizate sub forma a două galerii orizontale, cu diametre variind între 3,5 m și 4,0 m. La joncțiunea dintre castel și puțul forțat este plasată vana fluture

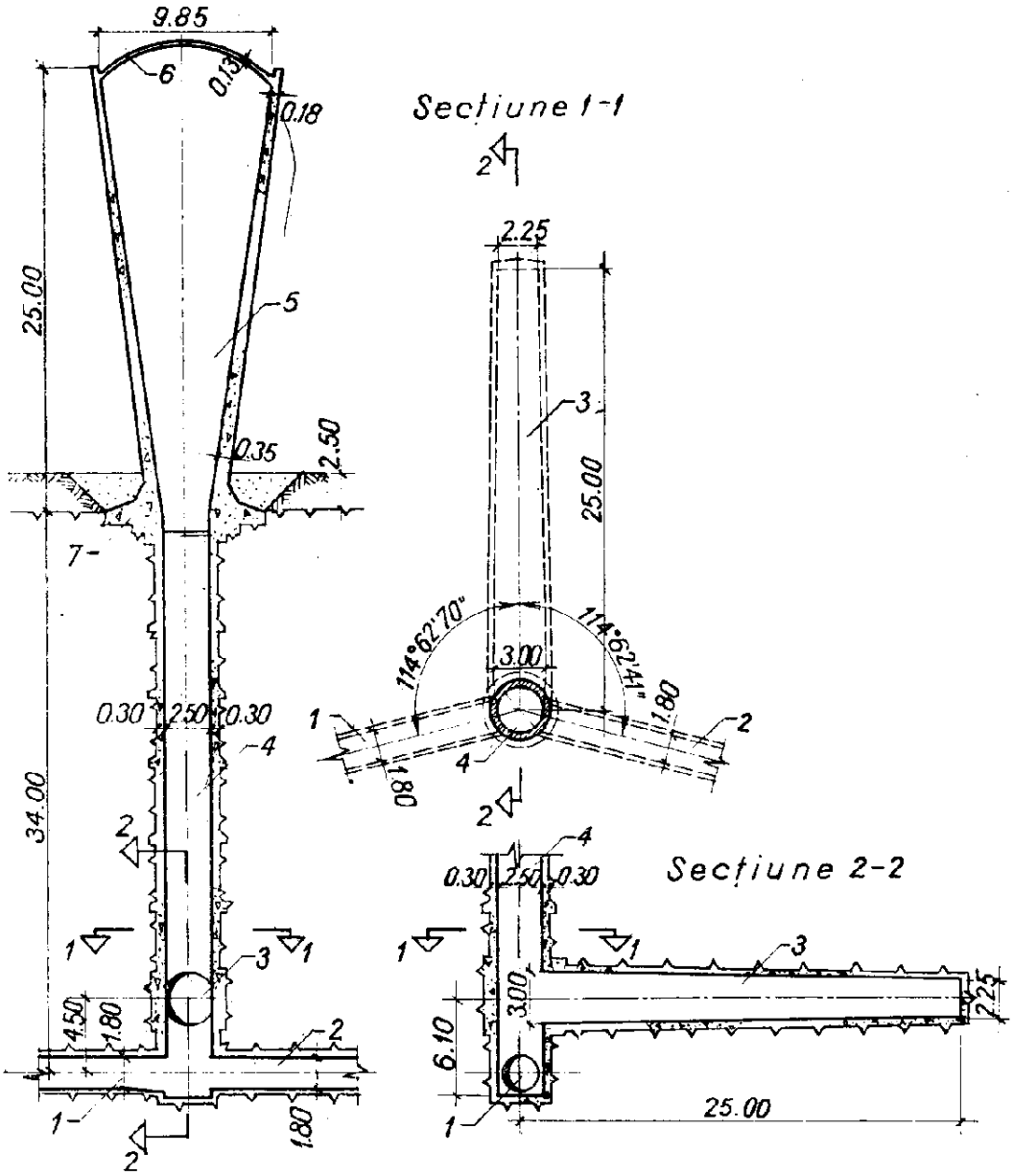


Fig. 16-29. Castelul de echilibru de la U.H. Sadu V:

1 galerie de aducțiune; *2* — galerie forțată; *3* — cameră inferioară; *4* — puț; *5* — cameră superioară; *6* — cupolă; *7* — fundația zonei aeriene.

cu instalațiile respective. Accesul la casa de vane este asigurat printr-o galerie orizontală care a servit în timpul execuției ca fereastră de atac.

Castelul uzinei hidroelectrice *Lotru* are aceeași dispoziție clasică — puț vertical evazat la partea superioară și camere inferioare realizate sub formă de galerii orizontale dispuse radial la 180° (fig. 16-31).

Legătura dintre aducțiune și puțul castelului se face printr-o diafragmă de diametru mai redus, pentru a mări pierderile de sarcină la trecerea apei în, și din castel. Diagramele saltului la manevrele extreme (fig. 16-32, *a*, *b*) pun în evidență foarte bine efectul de atenuare a saltului produs de prezența celor două camere.

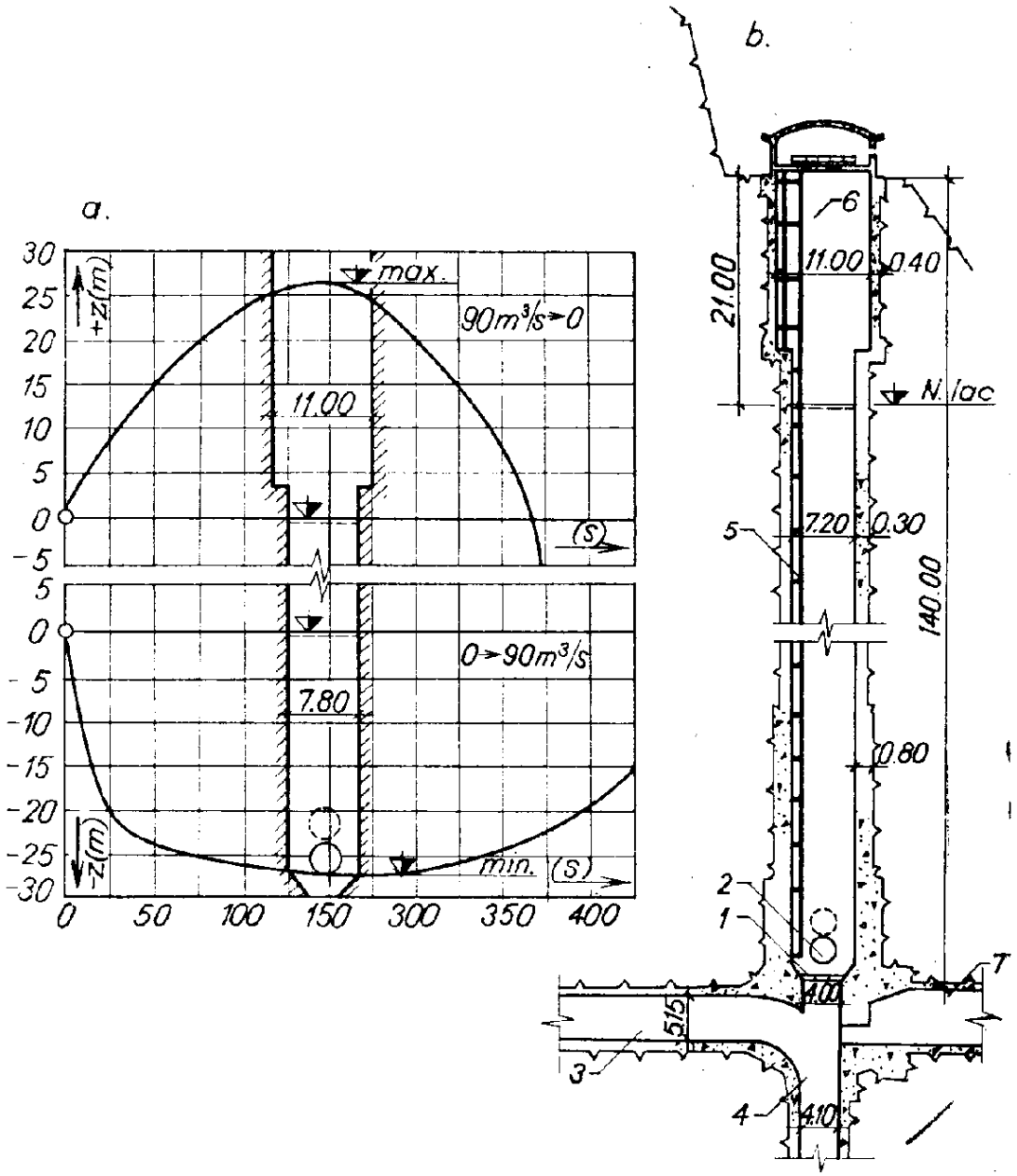


Fig. 16-30. Castelul de echilibru de la U.H. Argeş:

a — salturile maxim şi minim; *b* — alcătuire constructivă; *1* — diafragmă; *2* — cameră inferioară; *3* — aducţiune; *4* — puţ forţat; *5* — tub limnigraf; *6* — cameră superioară; *7* — galerie de acces.

Aria aleasă pentru puţul vertical asigură amortizarea rapidă a oscilaţiilor apărute la manevrele curente de reglaj la putere constantă (fig. 16-32, *c*).

Castelul uzinei hidroelectrice *Someş* (fig. 16-33) are o dispoziţie constructivă mult asemănătoare. Se remarcă dispunerea specială a celor două camere inferioare, impusă de configuraţia terenului. Castelul fiind amplasat pe un bot de deal, acestea s-au orientat către interiorul masivului pentru a avea acoperirea corespunzătoare. Diagramele salturilor extreme scot în evidenţă aceleaşi aspecte arătate mai înainte.

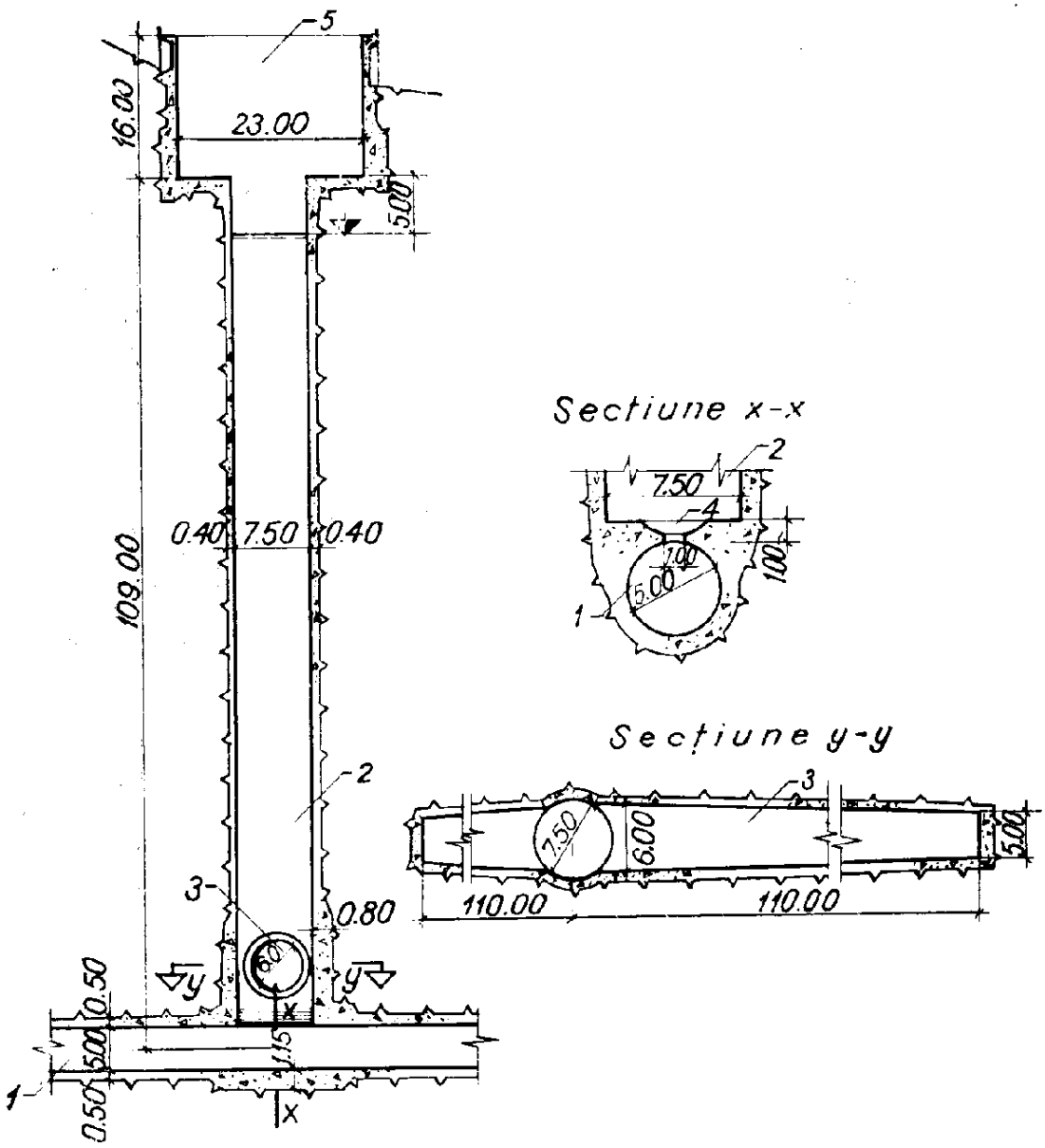


Fig. 16-31. Castelul de echilibru de la U.H. Lotru:

1 — aducțiune; *2* — puț; *3* — cameră inferioară; *4* — diafragmă; *5* — cameră superioară.

O alcătuire deosebită o are castelul proiectat pentru uzina hidroelectrică *Tismana* (fig. 16-34). Racordul dintre aducțiune și castelul propriu-zis se face printr-o galerie ce ocolește casa vanelor. Galeria forțată trece pe sub cota inferioară a castelului, iar galeria de racord joacă rolul de cameră inferioară, asigurînd un volum de apă foarte mare. Camera superioară este aeriană, realizată ca un rezervor cilindric de beton armat.

Un dezavantaj al castelului cu camere provine din faptul că ridicarea nivelului în castel se face lent în zona camerei superioare, respectiv coborîrea se face lent în zona camerei inferioare, și de aici o scădere a eficacității castelului prin mărirea

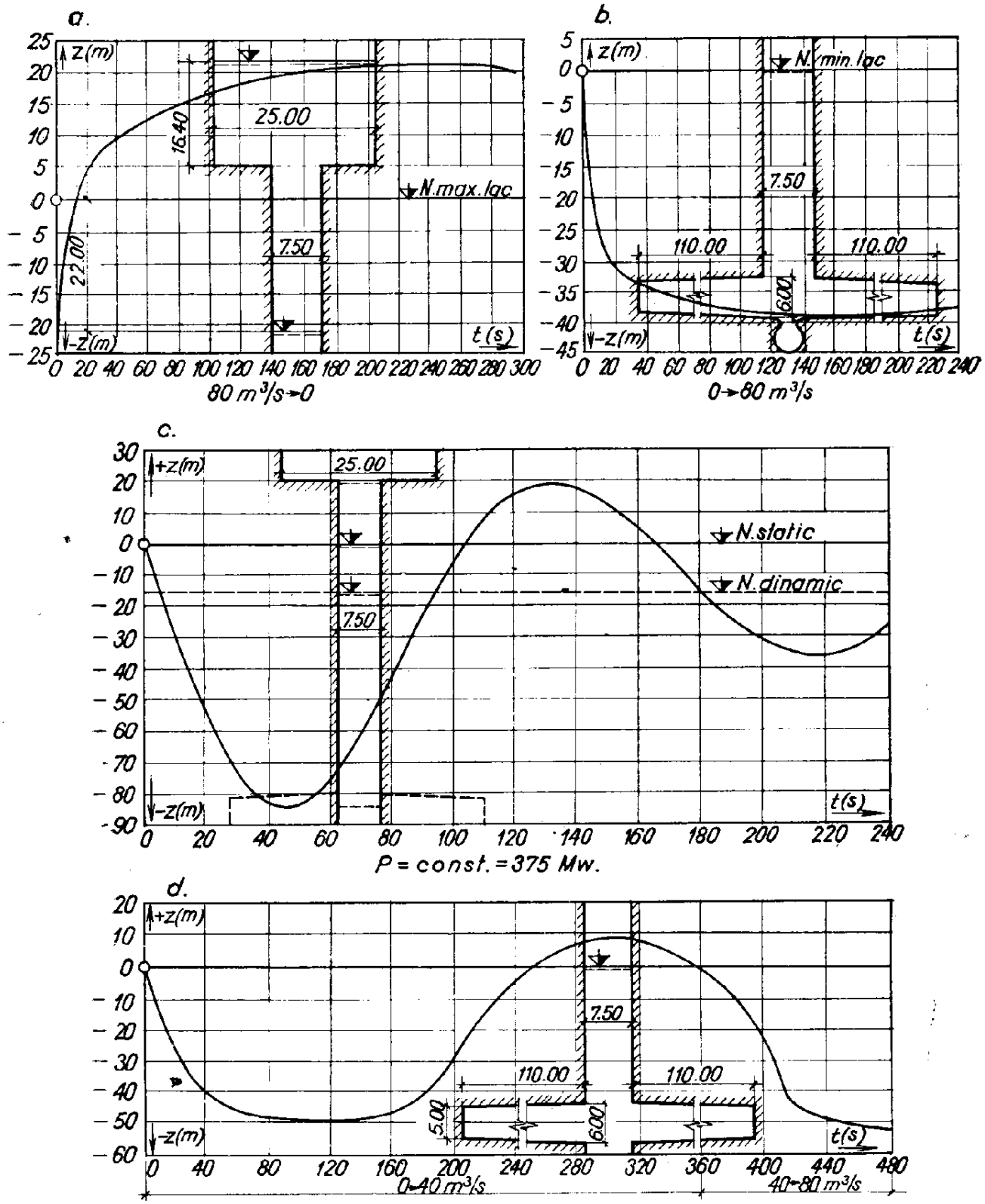


Fig. 16-32. Variația nivelului în castelul de la U.H. Lotru:

a – salt maxim la scădere de sarcină; *b* — salt minim la creștere de sarcină; *c* — oscilații provocate de reglajul la putere constantă; *d* — oscilații în cazul unor manevre consecutive.

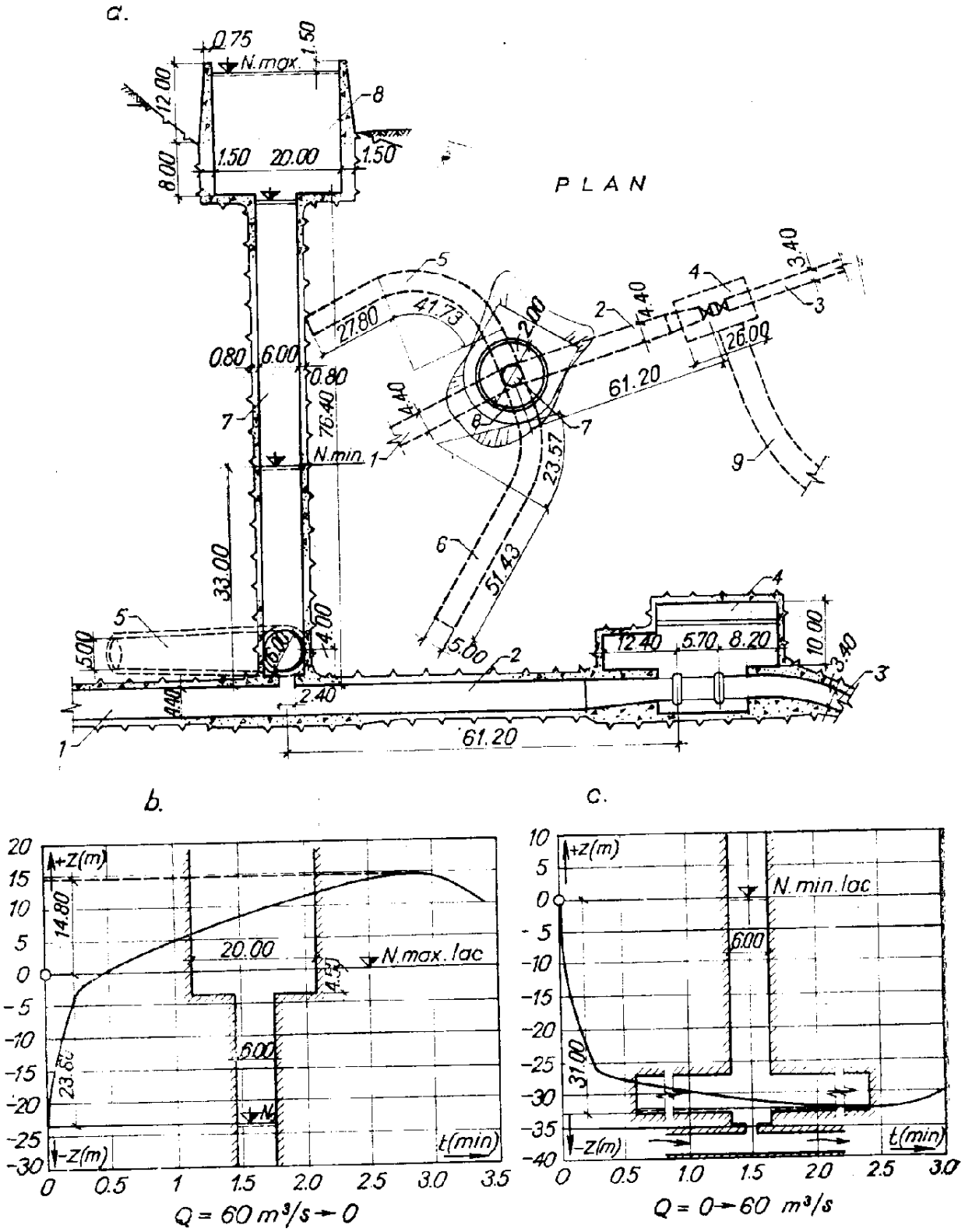


Fig. 16-33. Castelul de echilibru de la U.H. Someş:

a — dispoziţie de ansamblu; *1* — aducţiune; *2* — galerie de racord; *3* — galerie forţată; *4* — casă de vane; *5* — cameră inferioară stînga; *6* — cameră inferioară dreapta; *7* — puţ; *8* — cameră superioară; *9* — galerie de acces la casa vanelor; *b* — salt maxim la scădere de sarcină; *c* — salt minim la creştere de sarcină.

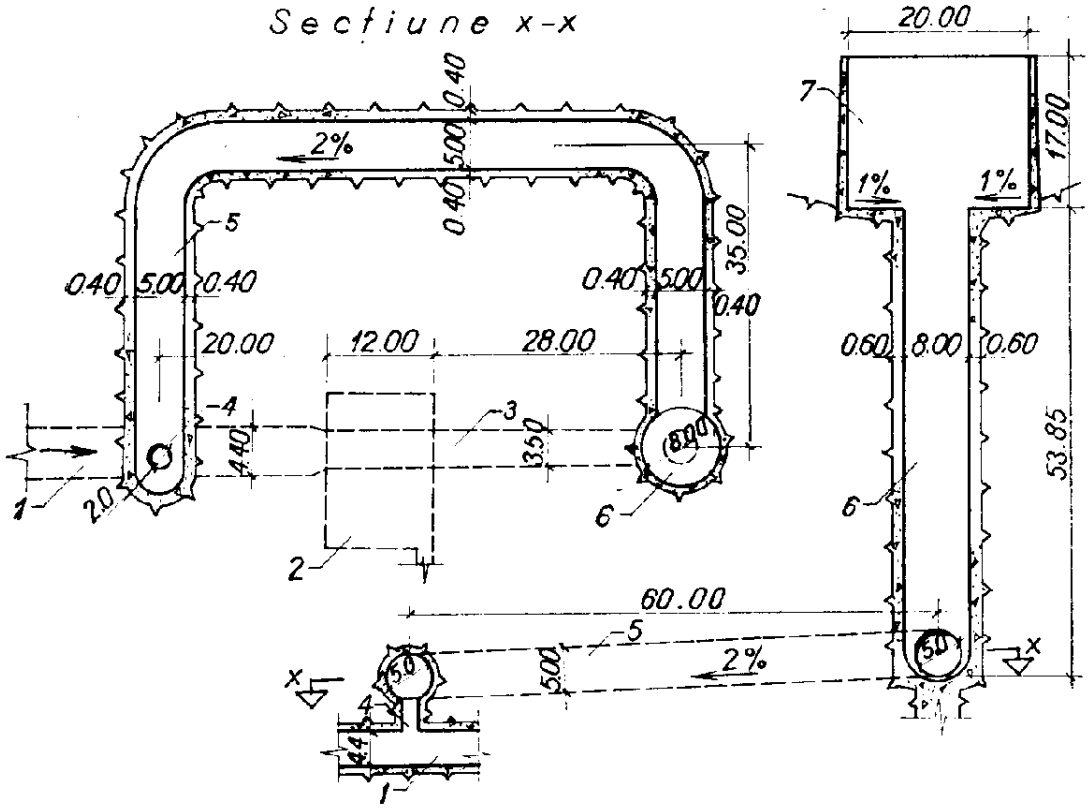


Fig. 16-34. Castelul de echilibru de la U.H. Tismana:

1 — aducțiune; *2* — casă de vane; *3* — galerie de racord; *4* — diafragmă; *5* — galerie de legătură aducțiune-castel; *6* — puț; *7* — cameră superioară.

perioadei oscilațiilor. Inconvenientul se poate înlătura parțial prin prevederea în camera superioară a unui perete de despărțire deversant (fig. 16-35). La salt maxim nivelul crește rapid de data asta pînă la cota deversorului și apoi se umple camera superioară prin deversare. La coborîrea nivelului, apa din cameră se scurge printr-un orificiu prevăzut în perete. Pentru camera inferioară același efect se realizează prin introducerea unei diafragme la legătura dintre cameră și galerie [6].

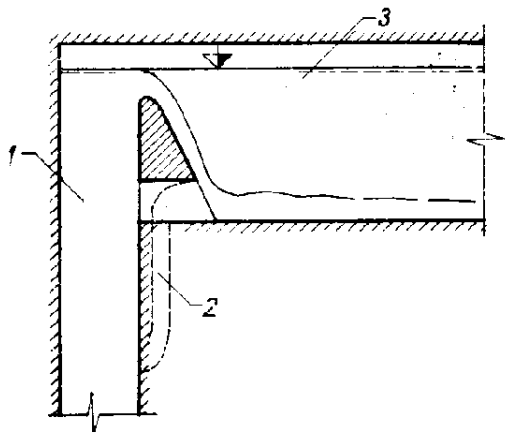


Fig. 16-35. Perete deversant în camera superioară:
1 — puț; *2* — tubație de golire; *3* — camera propriu-zisă.

22. Castelul cu diafragmă

Castelul cu diafragmă este un castel cilindric cu secțiunea constantă sau variabilă, la care orificiul sau conducta de legătură cu aducțiunea are o secțiune redusă și creează un efect de diafragmă (fig. 16-36).

În situația creșterii sarcinii la centrală surplusul de debit este furnizat de castel. Înainte de manevră, în punctul de legătură, presiunea din aducțiune și presiunea dată de apa din castel sînt egale, iar nivelul în castel este stabil. La trecerea apei din castel spre conductele forțate nivelul scade, iar pierderea de sarcină din diafragmă creează o diferență importantă între presiunea din galerie și cea dată de castel. Ca urmare se produce o accelerare a masei de apă din aducțiune.

În situația căderii sau reducerii sarcinii la centrală apa care vine pe aducțiune pătrunde în castel. În prima fază creșterea nivelului în castel este redusă, însă contrapresiunea totală ia valori mari, datorită diferenței de presiune creată de pierderea de sarcină la intrare. Se produce în acest fel o frînare puternică a apei din aducțiune încă din primele momente ale oscilației.

Dacă aria diafragmei este mare, efectul pierderilor de sarcină este redus și comportarea castelului este asemănătoare cu aceea a castelului simplu. Dimpotrivă, dacă aria diafragmei este foarte mică, contrapresiunile sau depresiunile la legătura cu aducțiunea sînt de același ordin de mărime cu presiunile sau depresiunile produse de undele loviturii de berbec. Un criteriu de stabilire a ariei diafragmei este acela ca, în situația pornirii bruște a centralei, pierderea de sarcină să nu fie mai mare decît coloana de apă din castel, în ipoteza nivelului minim, spre a evita apariția depresiunilor.

Avantajul acestui tip de castel constă în eficacitatea sporită. Accelerările și frînările masei de apă din aducțiune sînt rapide, datorită contrapresiunilor sau depresiunilor ce apar instantaneu. Ca urmare, o cantitate mai mică de apă trebuie acumulată sau furnizată din castel și deci dimensiunile lui sînt mai reduse. În plus, prezența pierderilor mari de sarcină pe ansamblul aducțiune-castel amortizează mai rapid oscilațiile în masă. În figura 16-37 este prezentat modul de acțiune al castelelor cu diafragmă. Se constată că la o pornire bruscă a centralei se creează imediat o diferență de presiune la baza castelului în timp ce nivelul apei coboară treptat [4].

Dezavantajul castelului cu diafragmă constă în faptul că variațiile rapide ale presiunii în aval de castel produc dificultăți de reglaj la turbine. Variațiile căderii

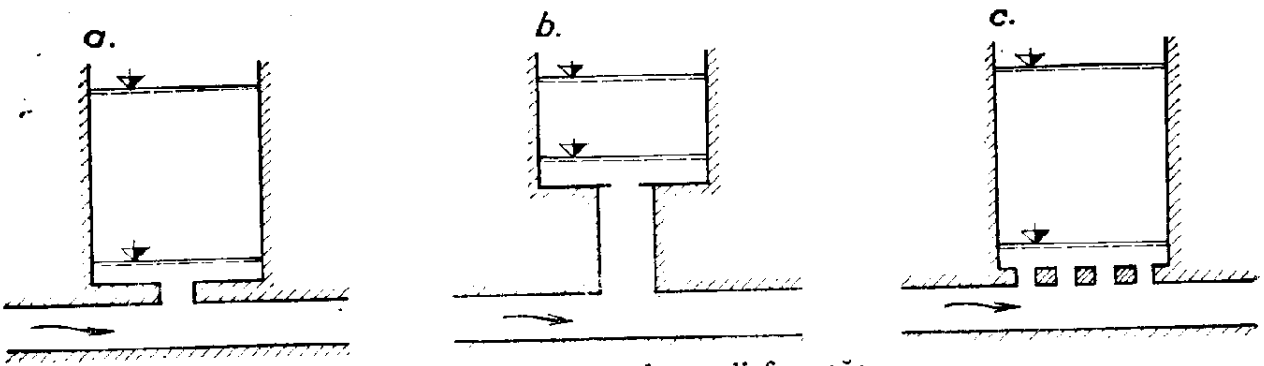


Fig. 16-36. Castele cu diafragmă:
a — la joncțiunea cu aducțiunea; *b* — la intrarea în camera superioară; *c* — sub formă de grătar.

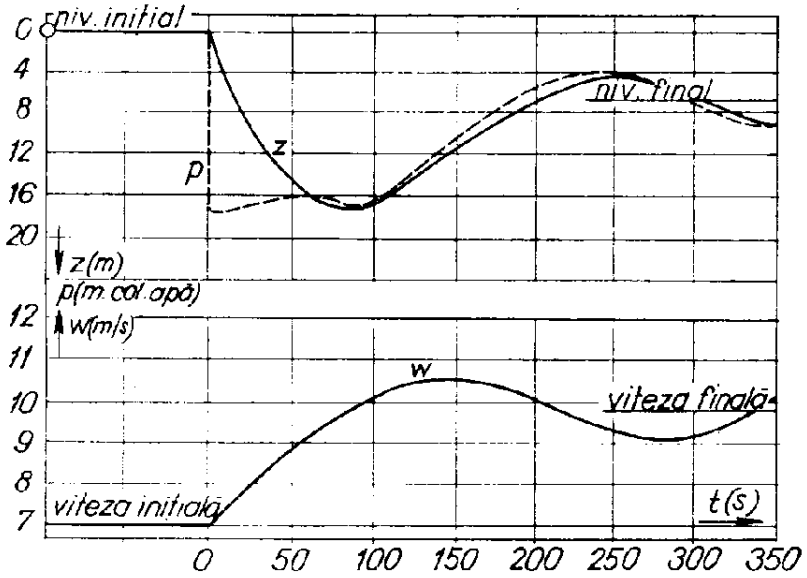


Fig. 16-37. Oscilațiile nivelului și variația în timp a vitezei pe aducțiune (w) și a diferenței de presiune la baza castelului (p) în cazul castelului cu diafragmă.

nete provoacă variații ale deschiderii turbinelor pentru a menține constantă puterea. Ele cer o funcționare intensă a servomotoarelor și a pompelor de ulei ale regulatorilor pînă la crearea noului regim permanent. Adoptarea acestui tip de castel la căderi mari, ca și în cazul unor centrale cu condiții severe de reglaj, este nerecomandabilă din punct de vedere funcțional.

Un alt dezavantaj provine din faptul că unda de presiune reflectată pe aducțiune la lovitura de berbec are valori mai mari, datorită diafragmei. Faptul că contrapresiunea dată de castel se stabilește instantaneu nu mai permite tratarea independentă a celor două fenomene.

În figura 16-38 este prezentat castelul uzinei hidroelectrice *Bicaz*, de tip cilindric cu cameră superioară și diafragmă la racordul cu galeria de aducțiune. Diafragma este dispusă la partea inferioară a aducțiunii, acolo unde aceasta străbate puțul castelului, pentru a evita pătrunderea aerului în conductele forțate la salt minim și a reduce presiunea apei din galerie. Ea este formată din 2×3 orificii de $0{,}7 \times 3{,}0$ m. Hidraulic, diafragma este asimetrică, realizînd o pierdere de sarcină locală de 12 m la intrarea apei, și de 10 m la ieșirea apei din castel. Înălțimea constructivă totală este de 80 m, din care 17,0 m sub formă de cameră aeriană. Cămășuiala puțului este dublă, avînd la partea exterioară beton de 2,7 m grosime, iar spre interior beton armat de 2,50 m și tolă metalică, cu grosimea variind de la 8 la 20 mm. O instalație de telelimnigraf transmite în camera de comandă a centralei variația nivelului din castel. În exploatare, la variații mari de sarcină, se pot face pe această bază manevre care să conducă la interferarea oscilațiilor succesive și deci la amortizarea lor rapidă. Una dintre diagramele oscilațiilor înregistrate se prezintă în figura 16-38, *c*.

Un aspect interesant îl constituie modul de execuție al coloanei castelului, un suitor de peste 60 m realizat la un diametru foarte mare, de 23,0 m [7]. S-au exe-

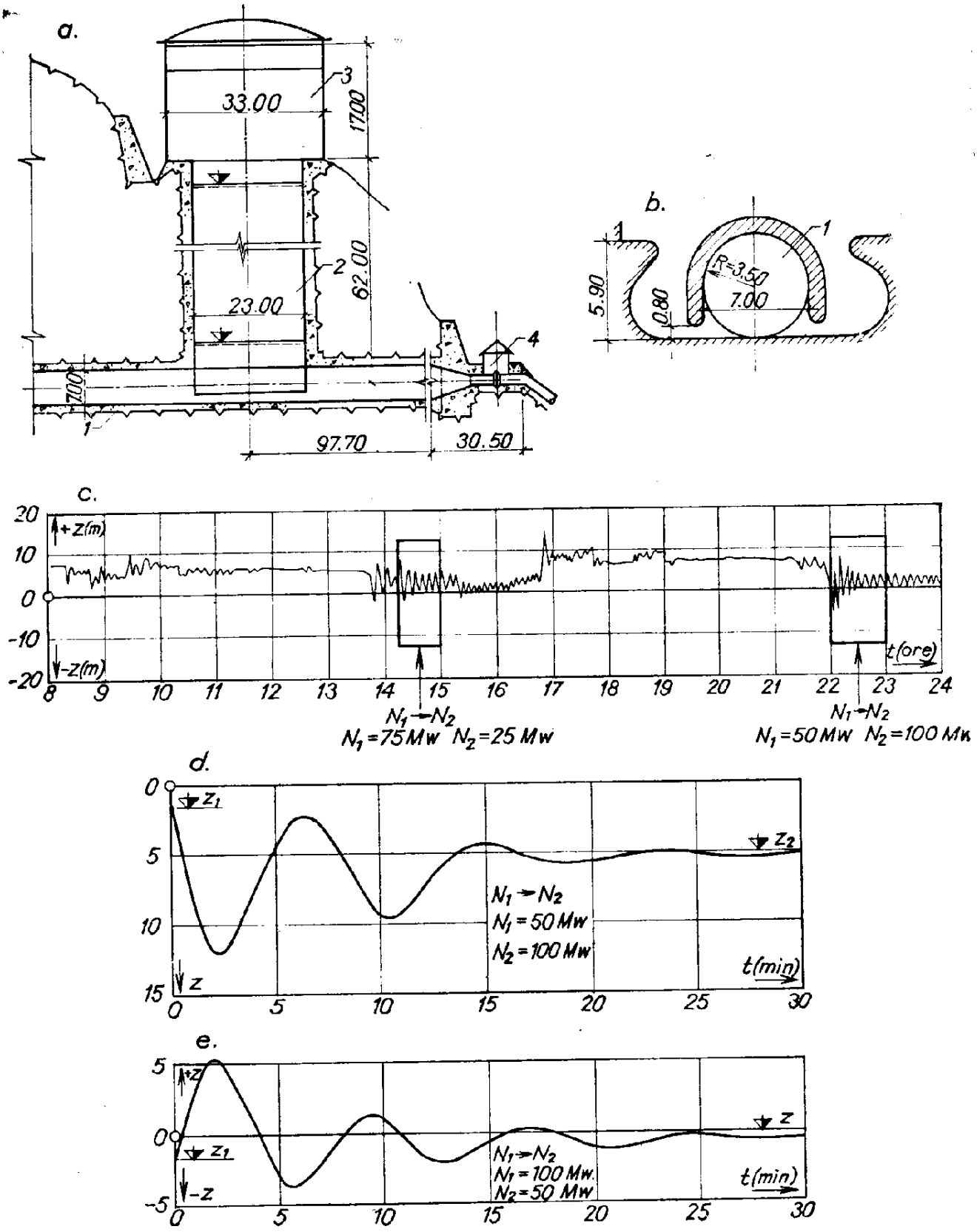


Fig. 16-38. Castelul de echilibru de la U.H. Bicaz:

a — secțiune verticală; *b* — detaliu diafragmă; *c* — înregistrări ale variației nivelului în castel; *d* — oscilații la creștere de sarcină; *e* — oscilații la scădere de sarcină; *1* — aducțiune; *2* — puț; *3* — cameră superioară; *4* — casă de vane.

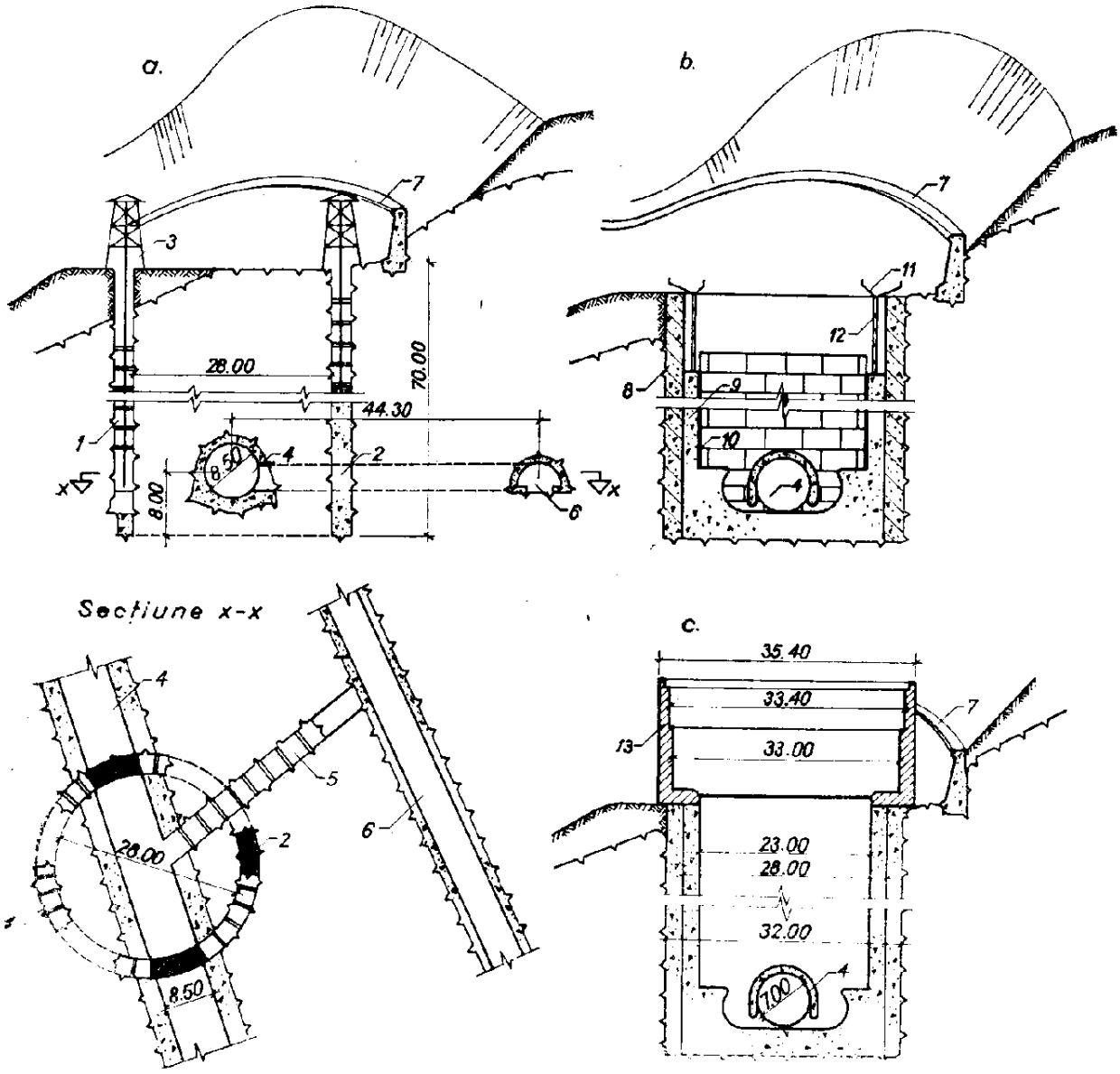


Fig. 16-39. Etape de execuție la construcția castelului de la U.H. Bicaz:

a — excavarea puțului; *b* — betonarea căptușelii interioare; *c* — execuția părții aeriene; *1* — puț de atac; *2* — puț de atac betonat; *3* — turla puțului; *4* — aducțiune; *5* — galerie de acces; *6* — galerie de atac; *7* — zid de sprijin; *8* — căptușeală exterioară; *9* — căptușeală interioară; *10* — tolă metalică; *11* — buncăr; *12* — hobot; *13* — perete de beton armat.

cutat inițial o serie de puțuri verticale, dispuse pe conturul exterior al castelului, avînd grosimea egală cu grosimea căptușelii de beton simplu. Prin betonarea succesivă a puțurilor s-a realizat un contur închis de beton care constituie chiar căptușeala exterioară a puțului castelului (fig. 16-39, *a*).

Excavarea miezului central s-a realizat la adăpostul căptușelii exterioare, fiind executată pe straturi orizontale de 1,5 m, cu evacuarea sterilului pe la partea superioară. Căptușeala interioară s-a betonat avînd drept cofraj blindajul metalic (fig. 16-39, *b*). În ultima etapă s-a turnat camera superioară (fig. 16-39, *c*), operație care nu a reprezentat o problemă constructivă deosebită.

23. Castelul diferențial (tip Johnson)

Constructiv acest tip de castel este format dintr-o coloană de diametru redus, legată cu aducțiunea și plasată în interiorul camerei castelului (fig. 16-40). La bază, coloana comunică cu camera, iar la partea superioară are prevăzut un deversor. Poziția coloanei în interiorul castelului poate fi centrală sau laterală. Secțiunea camerei interioare este de același ordin de mărime cu cea a aducțiunii, iar comunicarea inferioară se face printr-un orificiu inelar cu o secțiune redusă cu efect de diafragmă.

La creșterea sarcinii la centrală se produce o coborîre rapidă a nivelului în coloană, realizînd în timp scurt diferența de presiune pentru accelerarea apei din aducțiune. Nivelul din cameră coboară mai lent, datorită rezistenței hidraulice a legăturii cu coloana, alimentînd surplusul de debit prin orificiul inelar de la baza acesteia.

La reducerea sarcinii la centrală apa se ridică rapid în coloana interioară, realizînd o contrapresiune care produce frînarea apei din aducțiune și pătrunderea apei prin orificiul inelar în camera propriu-zisă. Cînd nivelul depășește cota superioară a coloanei apa deversează în cameră.

Modul de acțiune este arătat în figura 16-41. Comparîndu-l cu un castel cu diafragmă sau cu un castel cilindric simplu (fig. 16-42), se constată că depresiunile sau contrapresiunile produse la baza aducțiunii nu variază instantaneu, ca la cel

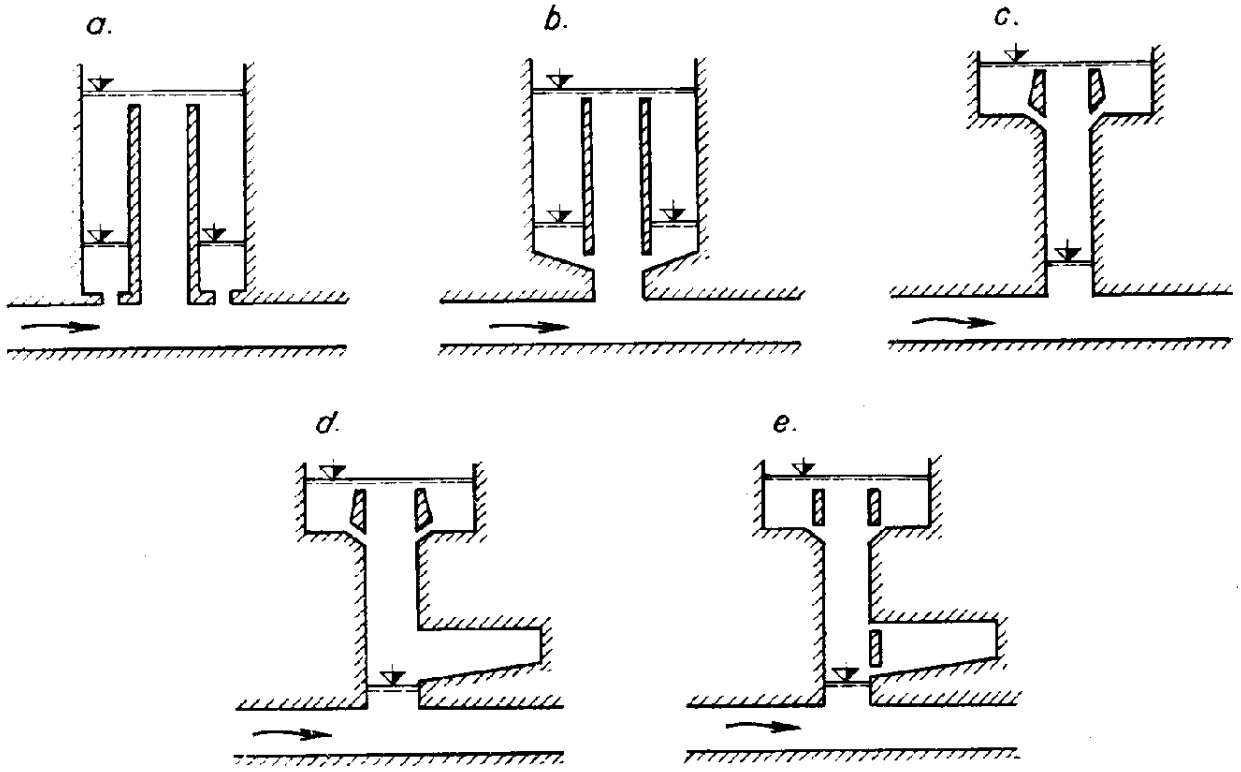


Fig. 16-40. Castele diferențiale:

a — cilindric cu coloană independentă; *b* — cilindric normal; *c* — cu efect diferențial la camera superioară; *d* — cu efect diferențial la camera superioară și cameră inferioară simplă; *e* — cu efect diferențial la ambele camere.

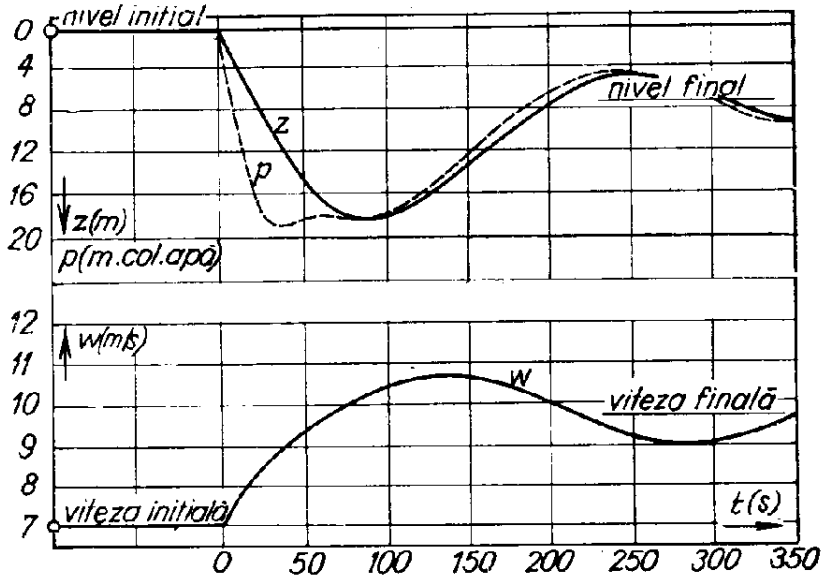


Fig. 16-41. Oscilațiile nivelului și variația în timp a vitezei pe aducțiune (w) și a diferenței de presiune la baza castelului (p) în cazul castelului diferențial.

cu diafragmă, sau foarte lent, ca la cel simplu. Ele variază suficient de rapid pentru a asigura o bună funcționare, permițînd în același timp un reglaj în bune condițiuni la centrală [4].

Castelul diferențial reprezintă tipul cel mai potrivit pentru castelele aeriene. El se impune dacă în lac nivelul variază puțin (20 ... 30 m) sau este constant. Asigură o stabilitate a oscilațiilor mai bună decît celelalte tipuri. Este mai puțin recomandabil în cazul variațiilor mari de nivel.

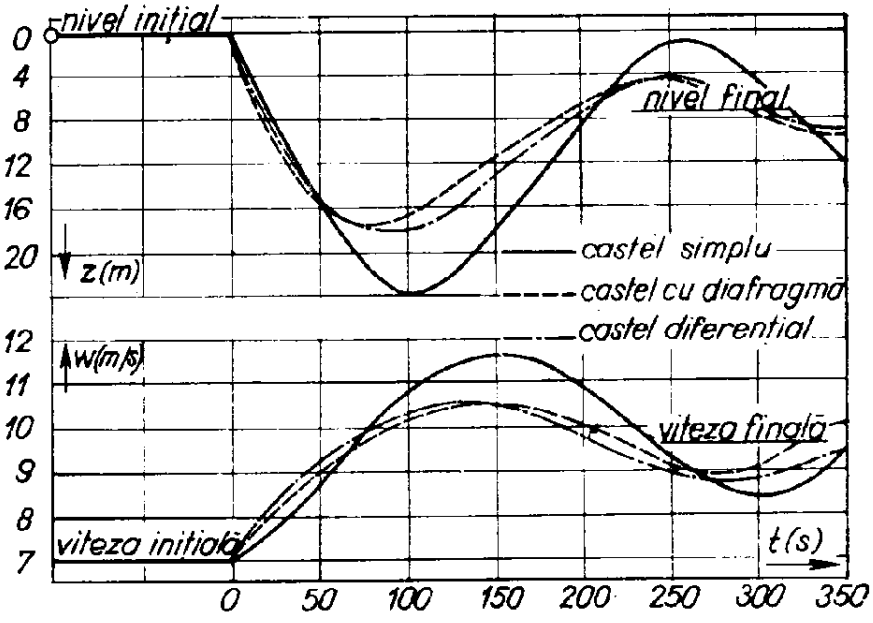


Fig. 16-42. Diagramă comparativă a oscilațiilor în diferite tipuri de castele.

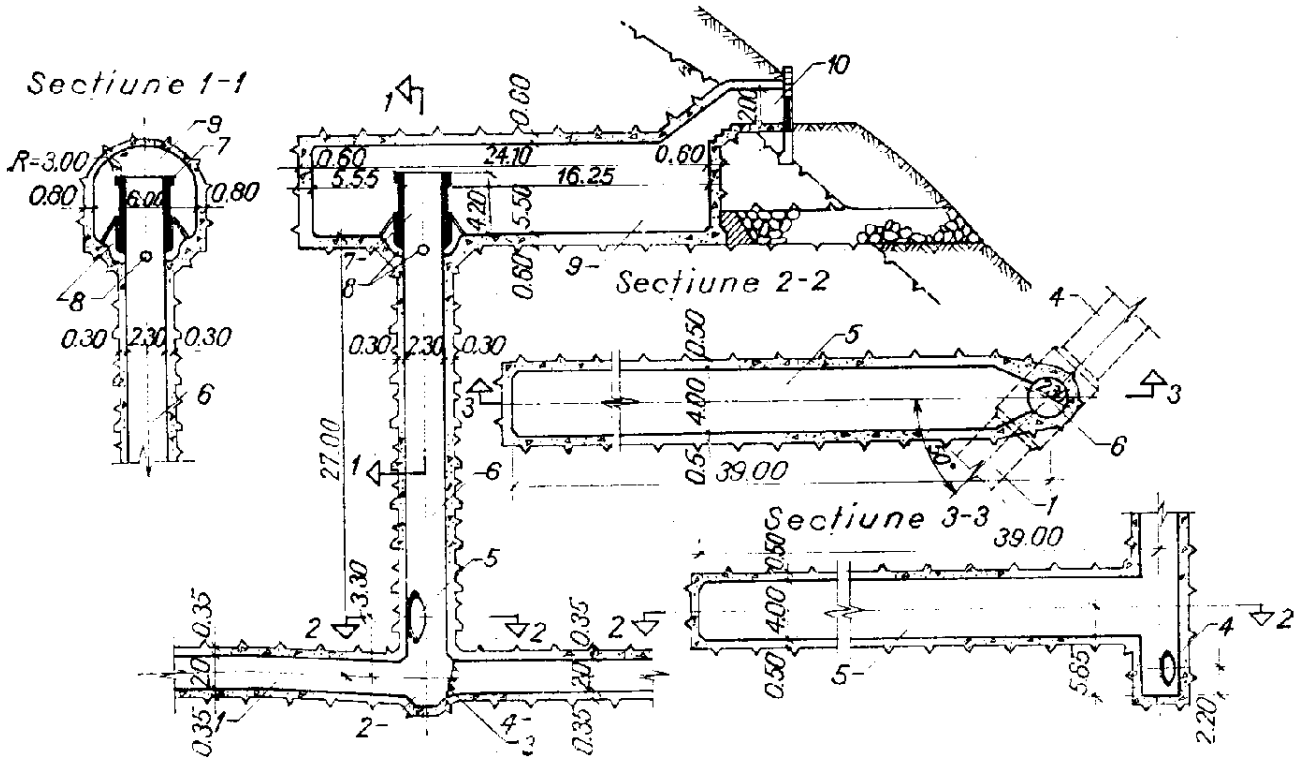


Fig. 16-43. Castelul de echilibru de la U.H. Moroeni:

1 — aducțiune; *2* — pilnie pentru depuneri; *3* — grătar; *4* — galerie forțată; *5* — cameră inferioară; *6* — puț; *7* — coloană; *8* — orificii de comunicare; *9* — cameră superioară; *10* — fereastră de aerisire.

În figura 16-43 este prezentat castelul de tip diferențial construit la uzina hidroelectrică *Moroeni*. Deși acesta nu este aerian, efectul diferențial realizat la partea superioară are o deosebită eficacitate la limitarea saltului maxim. Puțul vertical de 2,20 m diametru se continuă la partea superioară cu o coloană circulară de beton armat de 4,20 m înălțime, prevăzută cu creastă deversantă. La partea inferioară puțul are o cameră orizontală cu diametrul mediu de 3,85 m și lungimea de 39,0 m. Datorită condițiilor geologice bune și a presiunii de lucru reduse, căptușeala castelului s-a realizat în întregime din beton simplu de 30 cm grosime. La interior betonul este protejat cu un torcret sclivisit de 6 cm.

24. Castele cu deversor

La oricare dintre tipurile de castel prezentate se poate prevedea un deversor la partea superioară, pentru limitarea saltului maxim. Adoptarea deversorului este determinată din condiții de economicitate. Se compară reducerea de investiție prin scăderea înălțimii castelului cu costul deversorului și pierderile de energie provocate de pierderea de apă la deversare. Practic sînt puține cazuri în care castelul deversant devine economic.

§ 6. ECUAȚIILE OSCILAȚIILOR

25. Notații

În conformitate cu figura 16-44 se introduc următoarele notații generale:

L — lungimea galeriei de aducțiune, în m;
f — suprafața aducțiunii, în m^2;
F — suprafața castelului, în m^2, în general o funcție de z;
Q_T — debitul turbinat, în m^3/s, identic cu debitul conductelor forțate;
Q — debitul instantaneu, în m^3/s;
w — viteza în aducțiune, în m/s, pozitivă înspre aval;
z — cota nivelului apei în castel, în m, măsurată de la nivelul static și pozitivă în sus;
h_a — pierderea de sarcină pe aducțiune, în m, cu același semn ca viteza pe aducțiune w;
v — viteza planului apei în castelul de echilibru, în m/s, pozitivă în sus;
H_b — căderea brută, în m;
H_n — căderea netă, în m;
H — căderea instantanee, în m;
t — timpul, în s;
N — puterea centralei.

Notațiile suplimentare sau specifice diferitelor tipuri de castele sau sisteme de castele sînt evidențiate în paragrafele respective.

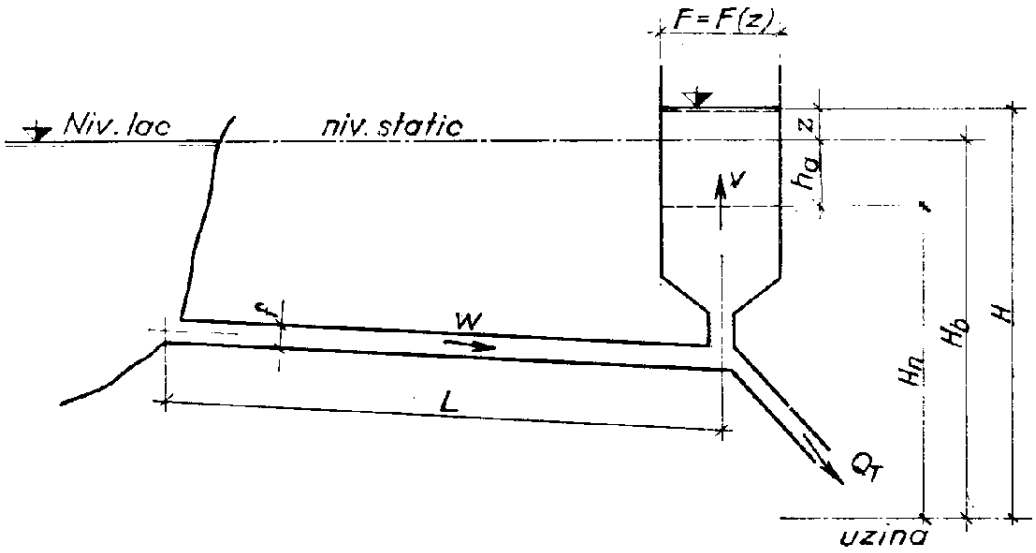


Fig. 16-44. Definirea mărimilor din sistemul aducțiune-castel.

26. Stabilirea ecuațiilor fundamentale

Mărimile care sînt variabile în timpul mișcării oscilatorii din sistem sînt w, h_a, z, v, Q_T și t. Variația secțiunii castelului F în funcție de cota z este în general cunoscută. Pentru determinarea la un timp dat a elementelor mișcării în sistemul aducțiune — castel există cinci relații între aceste șase variabile [6].

O primă relație se obține aplicînd principiul lui *d'Alembert* în secțiunea de joncțiune a aducțiunii cu camera castelului. Rezultanta forțelor în această secțiune (la o închidere parțială spre exemplu) $-\gamma f(z + h_a)$ se echilibrează cu forța de inerție a masei de apă din aducțiune $\frac{\gamma}{g} L f$, antrenată de accelerația $\frac{dw}{dt}$:

$$\frac{\gamma}{g} Lf \frac{dw}{dt} = -\gamma f(z + h_a), \tag{58}$$

de unde rezultă prima relație:

$$\frac{L}{g} \frac{dw}{dt} + z + h_a = 0. \tag{59}$$

O a doua relație se obține din ecuația de continuitate aplicată în punctul de joncțiune aducțiune-castel-conductă forțată.

Dacă:

— debitul aducțiunii $= fw$;
— debitul ce intră în castel $= Fv$;
— debitul pe conductele forțate $= Q_T$;

atunci se obține:

$$fw = Fv + Q_T \tag{60}$$

Legătura dintre cota în castel z și viteza apei în castel v este prin definiție:

$$v = \frac{dz}{dt}. \tag{61}$$

O a patra relație exprimă proporționalitatea pierderilor de sarcină pe aducțiune cu pătratul vitezei:

$$h_a = \pm h_{a_0} \left(\frac{w}{w_0}\right)^2. \tag{62}$$

Cu h_{a_0} și w_0 s-a notat pierderea de sarcină și viteza din situația de regim. Semnul plus sau minus provine din faptul că $\left(\frac{w}{w_0}\right)^2$ este întotdeauna pozitiv pe cînd h_a este afectat de semnul lui w.

Ultima relație leagă debitul turbinat Q_T de:

— *timp*, dacă manevrele de închidere sau deschidere sînt impuse de planul de exploatare în sistem:

$$Q_T = Q_T(t); \tag{63,a}$$

— *putere*, dacă se face un reglaj pentru trecerea de la o putere constantă N_0 la o altă putere constantă N_1:

$$Q_T = \frac{N_1}{g\eta(H_b + z)}. \tag{63,b}$$

Dacă pe aducțiune sînt plasate n castele de echilibru se pot scrie: n ecuații (59), cîte una pe fiecare tronson; n ecuații (60) pentru fiecare joncțiune; n ecuații (61) pentru fiecare castel; n ecuații (62) pentru pierderile de sarcină pe fiecare tronson; o ecuație (63) pentru debitul conductelor forțate. Cele $4n + 1$ ecuații sînt suficiente pentru aflarea aceluiași număr de necunoscute: n niveluri z_i, n viteze w_i pe tronsoanele de aducțiune, n pierderi de sarcină h_a pe aceste tronsoane, n viteze v_i în castelele de echilibru și debitul Q_T al turbinei.

27. Observații asupra ecuațiilor fundamentale

La scrierea ecuațiilor fundamentale s-au admis următoarele ipoteze simplificatoare: pereții galeriei sînt rigizi, iar apa este incompresibilă; inerția apei din castel este neglijabilă în raport cu cea din aducțiune; repartiția vitezelor în secțiunea f de la baza castelului este uniformă; în regim nepermanent energia cinetică din planul apei din castel este neglijabilă. De remarcat că neglijarea elasticității apei și a pereților aducțiunii introduce o eroare care devine importantă pentru derivațiile lungi, cu o elasticitate mare a pereților. Se recomandă ca în situațiile în care viteza de deplasare a undelor de presiune pe aducțiune este mai mică de 500 m/s să se rescrie ecuațiile de bază ținînd seama de elasticitatea căptușelii și de compresibilitatea apei.

La racordul dintre castel și aducțiune poate exista o strangulare cu rol de diafragmă în care se produce pierderea de sarcină R_0 pentru debitul de regim Q_0, respectiv R pentru debitul instantaneu. Ecuația (59) devine în acest caz:

$$\frac{L}{g}\frac{\mathrm{d}w}{\mathrm{d}t} + z + h_a + R = 0 \tag{64}$$

și se mai scrie o relație care exprimă proporționalitatea pierderii de sarcină R cu debitul Fv care intră în castel:

$$R = R_0\left(\frac{Fv}{Q_0}\right)^2. \tag{65}$$

Pierderea de sarcină h_a pe aducțiune reprezintă de fapt suma pierderilor distribuite, a pierderilor de sarcină locale și a energiei cinetice pe aducțiune $\frac{w^2}{2g}$ la legătura castel-aducțiune. În calculele preliminare se poate neglija energia cinetică $\frac{w^2}{2g}$ din evaluarea lui h_a. Neglijarea se traduce, în cazul unui castel cilindric de secțiune constantă, la o ridicare mai mare a nivelului în castel provocată de oprirea bruscă a centralei, respectiv o coborîre mai redusă a nivelului în situația pornirii bruște. Ținînd seama că predimensionarea secțiunii castelului este legată de condiția saltului maxim, neglijarea factorului cinetic conduce la un volum ceva mai mare pentru castel și deci asigură un plus de siguranță.

28. Ecuația saltului maxim prin metoda bilanțului energetic

Determinarea amplitudinii saltului prin metoda bilanțului energetic se poate face numai pentru manevre foarte rapide, care pot fi asimilate ca instantanee, și cînd pierderile de sarcină sînt reduse. Rezultatele obținute au avantajul unei mari rapidități de calcul, dar nu pot fi utilizate decît în cadrul anteproiectelor [6].

În situația de regim, prin aducțiune trece debitul Q_0 cu viteza w_0, iar nivelul în castel se găsește la cota $-h_{a_0}$ (fig. 16-45) datorită pierderilor de sarcină (planul de referință este nivelul static). Energia cinetică a apei din aducțiune va fi:

$$E_c = Lf \frac{w_0^2}{2g} \gamma. \tag{66}$$

La sfîrșitul primei faze a oscilației, cînd nivelul atinge cota z_{max} căutată, viteza w în aducțiune și viteza v în castel sînt nule. Energia potențială a volumului de apă înmagazinat în castel este egală cu lucrul mecanic cheltuit pentru ridicarea volumului Ω la cota z_G a centrului de greutate, adică:

$$L = \Omega \gamma z_G. \tag{67}$$

Lucrul mecanic echivalent energiei potențiale poate fi divizat în lucrul cheltuit pentru ridicarea volumului Ω_1 la cota η_1 (diferența de nivel dintre nivelul static și centrul de greutate al volumului de apă din castel, cuprins între planul apei în situația de regim și planul apei la nivel static) și lucrul cheltuit pentru ridicarea volumului Ω_2 la cota η_2 (diferența de nivel dintre centrul de greutate al volumului de apă, cuprins între planul apei la nivel static și planul apei la salt maxim, și nivelul static).

Lucrul mecanic al forțelor de frecare din sistemul aducțiune-castel se notează cu E_f.

Ecuația de bilanț energetic se poate scrie:

$$\gamma Lf \frac{w_0^2}{2g} = \Omega_1 \gamma \eta_1 + \Omega_2 \gamma \eta_2 + E_f. \tag{68}$$

Scriind momentele statice ale volumelor Ω_1, Ω_2 și Ω în raport cu nivelul static există relația:

$$\Omega_1 \eta_1 + \Omega_2 \eta_2 = \Omega z_G \tag{69}$$

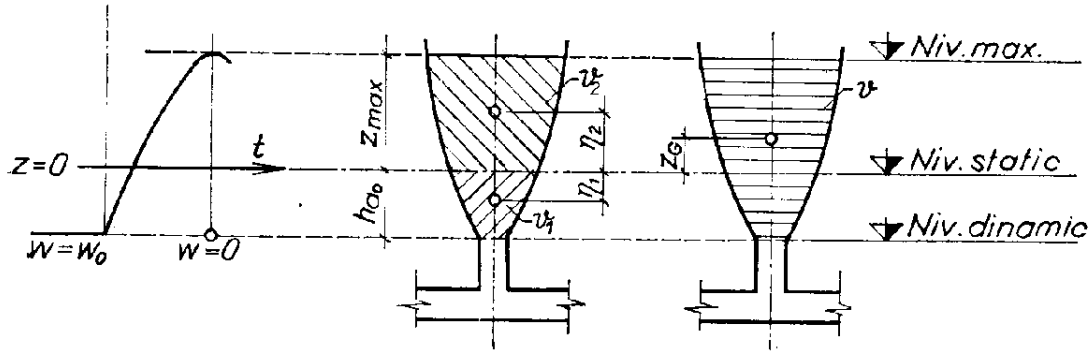


Fig. 16-45. Schema de calcul a saltului maxim prin bilanț energetic.

Ecuaţia bilanţului energetic devine:

$$Lf\frac{w_0^2}{2g} = {}^{\circ\!\!\circ}z_G + \frac{E_f}{\gamma}. \tag{70}$$

În această ecuaţie primul termen este cunoscut. Valoarea celui de-al doilea termen, pentru un castel dat, depinde de z_G. Variind pe z_G, adică modificînd distribuţia volumelor în castel, volumul ${}^{\circ\!\!\circ}$ necesar castelului variază în sens invers. Rezultă deci că pentru un castel fără elemente constructive speciale, un uvraj economic se realizează prin mărirea lui z_G, adică prin concentrarea volumului în partea superioară.

29. Condiţii de calcul

Dimensiunile principale ale castelului se determină prin calcule hidraulice pe baza următoarelor condiţii:

— să limiteze la o anumită valoare, fixată prin calcule tehnico-economice, mărimea saltului (salt maxim);

— să nu permită pătrunderea aerului în derivaţie; nivelul minim al apei să fie cu 2 ... 3 m deasupra cheii aducţiunii (salt minim);

— secţiunea transversală să asigure un reglaj stabil al turbinelor.

Pentru calculul saltului maxim se consideră nivel maxim în lac (viituri), pierderi de sarcină minime pe aducţiune şi cădere totală de putere la centrală.

Pentru calculul saltului minim se consideră nivel minim în lac, pierderi de sarcină maxime pe aducţiune şi următoarele creşteri de putere la centrală: creşterea sarcinii cu puterea corespunzătoare unui grup, dar nu mai puţin de 33% din puterea centralei, pentru centrale cu $N < 30$ MW; creşterea sarcinii cu puterea corespunzătoare a două grupuri, dar nu mai puţin de 50% din puterea centralei, pentru centrale cu $N > 30$ MW; creşterea sarcinii cu 100% din puterea centralei sau cu o valoare care rezultă din condiţiile de funcţionare, pentru centralele care participă la reglajul frecvenţei în sistem.

Pentru castelele de echilibru aval de centrală, situate pe galeria de fugă, condiţiile privind pierderile de sarcină şi variaţiile de putere sînt inverse.

Secţiunea transversală minimă a castelului se determină din condiţia de stabilitate hidraulică la oscilaţiile mici provocate de reglaj, pentru nivel minim în lac şi pierderi de sarcină minime pe aducţiune şi se verifică la amortizarea oscilaţiilor mari, provocate de manevre la centrală, considerînd funcţionarea la putere constantă în cazul unei creşteri de sarcină. O verificare mai riguroasă constă în calculul la manevre ritmice, provocate în cele mai dezavantajoase situaţii, pentru creşteri sau descreşteri de sarcină în jurul lui $\frac{N}{2}$, la nivel minim în lac. În acest caz oscilaţiile nu trebuie să se amplifice.

§ 7. CALCULUL ANALITIC AL OSCILAȚIILOR

30. Posibilități ale metodelor analitice

Integrarea sistemului de ecuații diferențiale și deducerea expresiilor ridicării, respectiv coborîrii maxime a apei în castel, este posibilă numai în cazuri particulare și cu admiterea anumitor ipoteze simplificatoare. Aceste ipoteze adoptate însă pentru castele de tip complex, conduc uneori la erori.

Literatura cuprinde un studiu teoretic extrem de dezvoltat în acest domeniu, deși o imagine corectă și completă a variației nivelurilor în castel se obține numai prin integrarea grafică sau numerică a sistemului general de ecuații diferențiale. Utilizarea metodelor analitice, prezentată în acest paragraf, are numai importanță teoretică. În plus, o parte din formulele deduse se pot folosi pentru stabilirea dimensiunilor generale ale castelului în fază de anteproiect.

31. Relații de calcul pentru castelul cilindric simplu

Prin integrarea ecuațiilor saltului, particularizate pentru castelul cilindric, și neglijînd pierderile de sarcină în sistemul aducțiune-castel, se obțin soluțiile [6]:

$$z_* = \pm w_0 \sqrt{\frac{Lf}{gF}} \tag{71}$$

$$T_* = 2\pi \sqrt{\frac{LF}{gf}}, \tag{72}$$

cu notațiile:

$$v_0 = Q_0/F \tag{73}$$

$$w_0 = Q_0/f. \tag{74}$$

unde z_* și T_* sînt amplitudinea și perioada unei oscilații ideale, ca urmare a unei închideri sau deschideri instantanee și totale a vanelor centralei, iar v_0 și w_0 sînt vitezele de regim în castel și pe aducțiune.

Pornind de la aceste soluții, se poate introduce un sistem de valori relative adimensionale, în care nivelurile și presiunile se exprimă în funcție de z_*, intervalele de timp în funcție de T, iar vitezele în funcție de v_0 sau w_0:

$$Z = \frac{z}{z_*}; \quad \bar{h}_a = \frac{h_a}{z_*}; \quad \bar{h}_{a_0} = \frac{h_{a_0}}{z_*}; \tag{75}$$

$$q = \frac{Q_T}{Q_0}; \quad W = \frac{w}{w_0}; \quad V = \frac{v}{v_0}; \quad t' = \frac{t}{T_*}. \tag{76}$$

Ecuaţiile generale stabilite în paragraful precedent se pot scrie în funcţie de mărimile relative sub forma:

$$\frac{1}{2\pi}\frac{dW}{dt'} + Z + \bar{h}_a = 0 \tag{77}$$

$$W = V + q \tag{78}$$

$$V = \frac{1}{2\pi}\frac{dZ}{dt'} \tag{79}$$

$$\bar{h}_a = \pm \bar{h}_{a_0} W^2 \tag{80}$$

$$q = q(t'). \tag{81}$$

Sistemul de valori relative, aparţinînd lui *J. Calame* şi *D. Gaden*, prezintă următoarele avantaje: permite compararea şi interpretarea rezultatelor; reduce la patru numărul de parametri şi creează implicit posibilitatea de exprimare a rezultatelor cu ajutorul abacelor; permite gruparea de castele cu dimensiuni geometrice diferite dar cu aceeaşi comportare hidraulică.

32. Închidere instantanee totală

Integrînd sistemul de ecuaţii diferenţiale (77) ... (81) şi punînd condiţiile la limită corespunzătoare:

$$t' = 0; \quad W = V = 1; \quad Z = -\bar{h}_{a_0}, \tag{82}$$

se obţine soluţia exponenţială:

$$V^2 = -\frac{1}{2\bar{h}_{a_0}^2} e^{-2\bar{h}_{a_0}(\bar{h}_{a_0}+Z)} + \frac{1}{2\bar{h}_{a_0}^2} - \frac{Z}{\bar{h}_{a_0}}. \tag{83}$$

Punînd condiţia $V = 0$ pentru determinarea saltului maxim în castel Z_m, se obţine:

$$1 - 2\bar{h}_{a_0} Z_m - e^{-2\bar{h}_{a_0}(\bar{h}_{a_0}+Z_m)} = 0. \tag{84}$$

Admiţînd că pierderile de sarcină prin frecare nu sînt prea mari şi dezvoltînd în serie soluţia obţinută, se obţine formula de calcul:

$$Z_m = 1 - \frac{2}{3}\bar{h}_{a_0} + \frac{1}{9}\bar{h}_{a_0}^2, \tag{85}$$

care se mai poate scrie simplificat:

$$Z_m = 1 - 0{,}6\bar{h}_{a_0}. \tag{86}$$

Coborîrea maximă a nivelului Z'_m, urmînd ridicării maxime, se obţine din soluţia:

$$V^2 = \frac{1}{2\bar{h}_{a_0}^2}[(1 + 2\bar{h}_{a_0} Z'_m) - (1 + 2\bar{h}_{a_0} Z_m) e^{-2\bar{h}_{a_0}(Z_m - Z'_m)}] \tag{87}$$

punînd condiţia la limită $V = 0$.

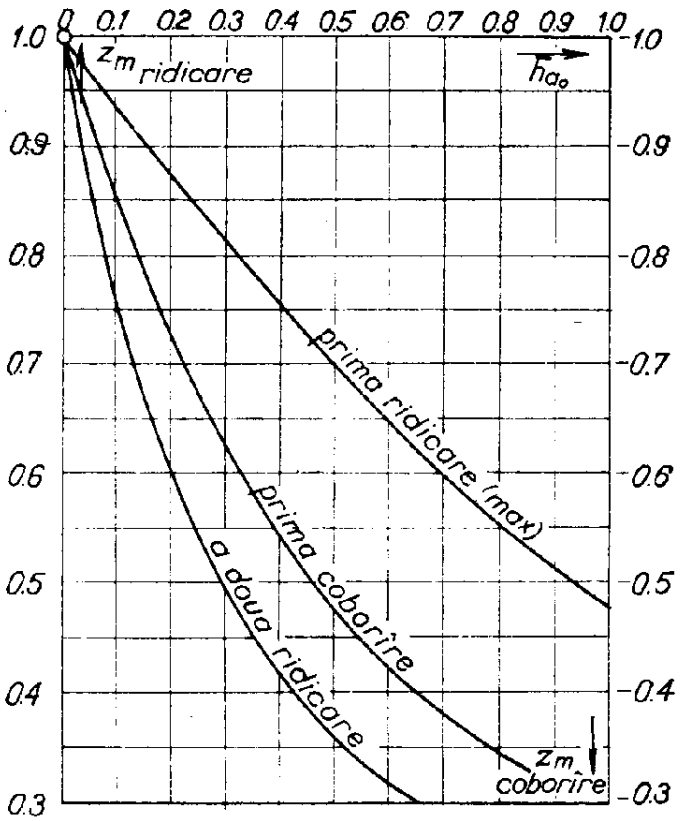


Fig. 16-46. Abacă pentru calculul ridicării și coborîrii maxime a nivelului în castel la închidere totală instantanee.

Soluția aproximativă, obținută prin dezvoltarea în serie și cu aceeași ipoteză a pierderilor de sarcină reduse, este:

$$Z'_m = -\frac{1}{1+\frac{7}{3}\bar{h}_{a_0}}. \qquad (88)$$

Valorile reale, dimensionale, rezultă imediat:

$$z_m = Z_m z_*,$$

$$z'_m = Z'_m z_*.$$

De reținut că dacă închiderea instantanee nu se face din situația de regim Q_0, atunci cînd debitul uzinat are o valoare oarecare Q (corespunzătoare funcționării numai a unuia sau două grupuri ale centralei), valorile amplitudinilor se obțin cu ajutorul aceloraşi relații, recalculînd z_* și T_* pentru debitul Q considerat ca debit de regim. Soluțiile integrale în valori relative sînt reprezentate grafic sub formă de abace, ca în figura 16-46 [7].

33. Deschidere instantanee parțială sau totală

Manevra de deschidere instantanee totală corespunde situației centralelor mici, cu un singur grup (cazul trecerii de la funcționarea în gol la debit maxim). Manevra curent întîlnită este cea de deschideri parțiale de la un anumit debit de regim la debitul maxim.

Pentru aceste manevre sistemul de ecuații diferențiale nu mai este integrabil. Dacă se respectă inegalitatea $\bar{h}_{a_0} < 0{,}8$, prin aproximare se poate obține expresia coborîrii maxime:

$$Z_m = -1 - 0{,}125\bar{h}_{a_0}. \qquad (89)$$

Utilizînd integrarea numerică, s-au întocmit abacele din figura 16-47 care permit determinarea coborîrii maxime a nivelului în castel ca urmare a unei deschideri de la $n\%\ Q_0$ la $100\%\ Q_0$ [6].

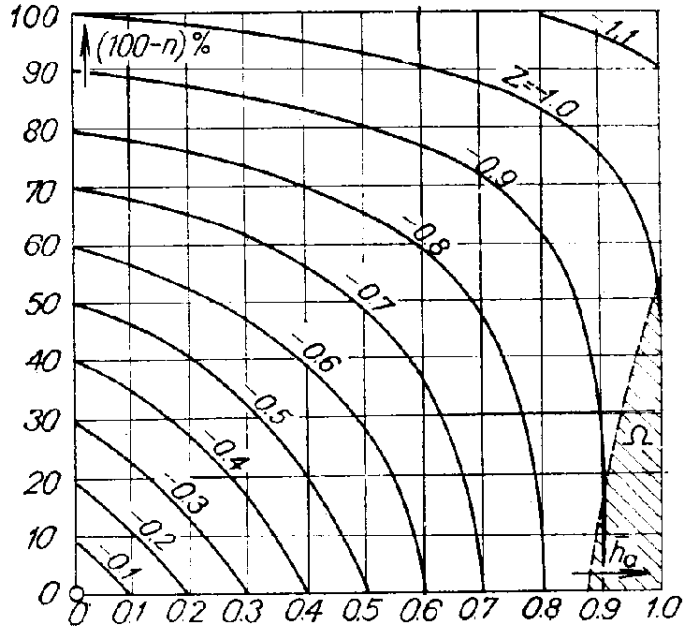


Fig. 16-47. Abacă pentru calculul coborîrii maxime a nivelului în castel în urma unei deschideri de la n % Q_0 la 100% Q_0: Ω — zonă de mişcare aperiodică.

De remarcat faptul că formulele de calcul prezentate presupun că, după terminarea manevrei, debitul este constant şi egal cu cel de regim. În realitate, în execuţia manevrei debitul depinde de nivelul din castel, crescînd pe măsura coborîrii nivelului, ceea ce duce la o coborîre maximă mai mare decît cea rezultată din calcule.

34. Alte relaţii exprimate în valori relative

Se poate utiliza şi un alt sistem de valori relative [2]:

$$x = \frac{z}{S}; \quad x_0 = \frac{h_{a_0}}{S}, \tag{90}$$

unde:

$$S = \frac{Lfv_0^2}{2gFha_0}.$$

Pentru căderea sarcinii, relaţia pentru determinarea saltului maxim relativ x_m este:

$$\ln (1 - x_m) + x_m = -x_0. \tag{91}$$

Cea de-a doua amplitudine a oscilaţiei, adică scăderea maximă a nivelului, x_n se determină în funcţie de saltul maxim prin:

$$\ln (1 - x_n) + x_n = \ln (1 + x_m) - x_m. \tag{92}$$

Pentru o creștere bruscă a sarcinii, dacă se notează amplitudinea primei coborîri de nivel cu z_m, mărimea relativă corespunzătoare x_m va avea, la creșterea de debit de la $Q = 0$ la $Q = Q_0$ (regim), următoarea valoare:

$$x_m = 0{,}178\,(x_0 + \sqrt{x_0^2 + 63x_0}). \tag{93}$$

Rezultate mai precise se obțin cu formula *Axnes:*

$$\frac{z_m}{h_{a_0}} = \sqrt{\frac{2}{x_0}} + 0{,}1 + 0{,}025x_0, \tag{94}$$

sau cu relația stabilită de *Johnson*:

$$\frac{z_m}{h_{a_0}} = \sqrt{\frac{2}{x_0} + 1}. \tag{95}$$

Cînd creșterea de debit se face de la un debit oarecare nQ_0 la debitul de regim Q_0 (cu $n < 1$) sistemul nu mai este integrabil. Se pot utiliza două formule aproximative cu rezultate foarte apropiate de comportarea reală [8]:

— *formula Johnson:*

$$\frac{z_m}{h_{a_0}} = n^2 + \sqrt{\frac{2}{x_0}(1 - n)^2 + (1 - n^2)^2}; \tag{96}$$

— *formula Vogt* (cu precizie de 1%):

$$\frac{z_m}{h_{a_0}} = 1 + \left[\sqrt{\frac{2}{x_0} - 0{,}275\sqrt{n}} + 0{,}025x_0 - 0{,}9\right]^{(1-n)\left[1-n\left(\frac{x_0}{2}\right)^{0{,}62}\right]}. \tag{97}$$

35. Relații de calcul pentru castelul cilindric cu diafragmă

Calculele analitice trebuie să precizeze ridicarea maximă, respectiv coborîrea maximă a nivelului în castel, precum și dimensiunile strangulării de la racordul aducțiune-castel. Dacă pierderea de sarcină în diafragmă R este foarte mare, contrapresiunea inițială poate fi mai mare decît aceea corespunzătoare nivelului maxim în castel z_m și deci aducțiunea este supusă în prima fază a oscilației la presiuni mari, periculoase. Dacă pierderea de sarcină în diafragmă este redusă, contrapresiunea inițială este redusă și eficacitatea diafragmei este scăzută. Situația de optim se realizează atunci cînd contrapresiunea este constantă pe durata ridicării nivelului în castel și egală cu z_m. Atunci aducțiunea este supusă constant unei presiuni care se atinge în orice caz la nivelul maxim în castel și la care este dimensionată să reziste. Pe aceleași considerente, la manevra de deschidere bruscă depresiunea trebuie să fie permanent aceeași cu cea produsă de nivelul minim în castel.

Dacă se introduc mărimile relative suplimentare [6]:

$$r = \frac{R}{z_*}; \quad r_0 = \frac{R_0}{z_*}, \tag{98}$$

care conduc la:

$$R = r_0 V^2;$$

contrapresiunea $Y = z + R$ se poate exprima tot sub forma unei mărimi relative:

$$y = Z + r_0 V^2. \tag{99}$$

Sistemul de ecuații diferențiale completat cu termenul care ține seama de pierderea de sarcină în diafragmă devine:

$$V \frac{dV}{dZ} + y + \bar{h}_a = 0; \tag{100}$$

$$\bar{h}_a = \bar{h}_{a_0} W^2. \tag{101}$$

36. Închidere instantanee totală

Punînd condiția de închidere bruscă:

$$q = 0$$

și integrînd sistemul (100) + (101) se obține soluția:

$$V^2 = -\frac{y}{\bar{h}_{a_0}} + \frac{\bar{h}_{a_0} + y}{\bar{h}_{a_0}} e^{-2\bar{h}_{a_0}(\bar{h}_{a_0} + Z)}. \tag{102}$$

Valorile maxime pentru Z, și deci expresia ridicării maxime Z_m a nivelului se obțin punînd condiția $V = 0$. Prin dezvoltare în serie se explicitează Z_m:

$$Z_m = \frac{1}{\sqrt{2}} - \frac{3}{4}\bar{h}_{a_0} + \frac{1}{10}\bar{h}_{a_0}^2, \tag{103}$$

sau simplificat:

$$Z_m = \frac{1}{\sqrt{2}} - 0{,}7\bar{h}_{a_0}. \tag{104}$$

Condiția de dimensionare a diafragmei, y = constant, conduce la următoarele valori r_0 ale pierderii de sarcină:

$r_0 = \frac{1}{\sqrt{2}} + \frac{1}{4}\bar{h}_{a_0}$ pentru începutul saltului;

$r_0 = \frac{1}{\sqrt{2}} + \frac{3}{4}\bar{h}_{a_0}$ pentru sfîrșitul saltului.

Dat fiind că pierderea prin frecare pe aducțiune $\bar{h}_{a_0}$ este în general redusă, variația lui r_0 este de asemenea mică.

Pentru calcule practice se poate adopta valoarea:

$$r_0 = \frac{1}{\sqrt{2}} + 0{,}4\bar{h}_{a_0}. \tag{105}$$

37. Deschidere instantanee totală

După cum s-a arătat, condiția de optim se realizează în situația:

$$r_0 = -Z_m = \frac{1}{\sqrt{2}} + 0{,}15\bar{h}_{a_0}, \tag{106}$$

unde Z_m este valoarea relativă a coborîrii maxime a nivelului în castel.

De remarcat faptul că închiderile parțiale, și în anumite situații și deschiderile parțiale de la 0 la $Q_1 < Q_0$, conduc la ridicări, respectiv coborîri maxime ale nivelului apei în castel, mai mari decît cele corespunzătoare manevrelor totale. De asemenea, valorile pierderii de sarcină r_0 sînt diferite la deschidere față de cele de la închidere. Soluția constă în realizarea unui tip de diafragmă corespunzător, cu profil diferit pentru cele două sensuri de mișcare a apei.

38. Alte relații exprimate în valori relative

Utilizînd sistemul de valori relative [8]:

$$x = \frac{z}{S}; \quad x_0 = \frac{h_{a_0}}{S}; \quad \eta = \frac{R_0}{h_{a_0}},$$

unde R_0 este pierderea de sarcină în diafragmă pentru debitul de regim, iar $S = \frac{Lfv_0^2}{2gFh_{a_0}}$, se obține relația de calcul:

$$\ln [1 - (1 + \eta) x_m] + (1 + \eta) x_m = \ln [1 - (1 + \eta)\eta x_0] - (1 + \eta) x_0. \tag{107}$$

Ridicarea maximă z_m a nivelului în castel la deschidere instantanee se determină imediat:

$$z_m = x_m S.$$

Rezolvarea ecuației transcendente de mai sus se face cu ajutorul graficului din figura 16-48.

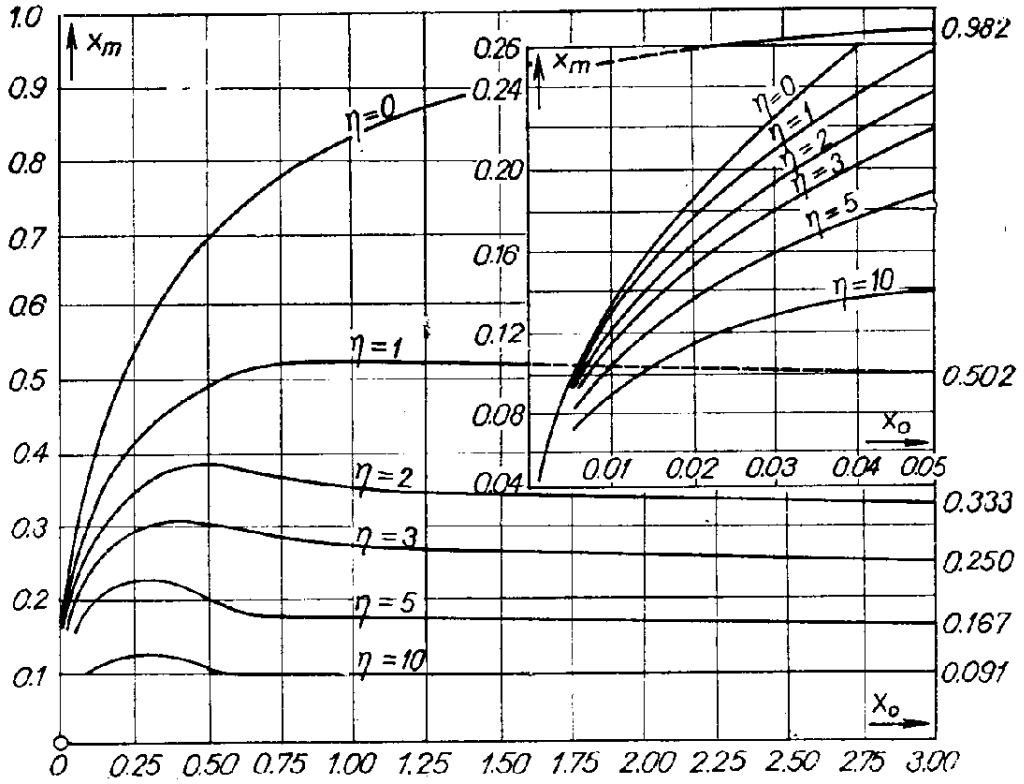


Fig. 16-48. Abacă pentru calculul saltului maxim în castelul cu diafragmă.

§ 8. CALCULUL OSCILAȚIILOR PRIN DIFERENȚE FINITE

39. Introducerea diferențelor finite

Rezolvarea prin metoda diferențelor finite constă în înlocuirea ecuațiilor diferențiale ale mișcării cu ecuații cu diferențe finite și rezolvarea acestora prin metode specifice. Înlocuind diferențialele dz, dw, dt prin diferențele finite Δz, Δw, Δt, sistemul general de ecuații stabilit în paragraful 6 devine:

$$\frac{L}{g}\frac{\Delta w}{\Delta t} + z + h_a = 0 \tag{107}$$

$$fw = F\frac{\Delta z}{\Delta t} + Q_T \tag{108}$$

$$h_a = \pm h_{a_0}\left(\frac{w}{w_0}\right)^2 \tag{109}$$

$$Q_T = Q_T(t). \tag{110}$$

Pe baza acestor relații se determină parametrii mișcării z, w la timpul $t + \Delta t$, presupunînd cunoscută situația la timpul t.

Utilizarea diferențelor finite prezintă următoarele avantaje: permite calculul oscilațiilor pentru cazuri oricît de complicate, ca de exemplu manevre lente după legi oarecare, castele de forme oarecare, efectul reglajului; precizia rezultatelor poate fi oricît de mare, în funcție de mărimea pasului de calcul Δt ales; nu sînt necesare ipoteze simplificatoare sau aproximații, în afară de cele admise la deducerea ecuațiilor de bază. Dezavantajul metodei constă în faptul că nu permite generalizarea rezultatelor.

40. Metoda Pressel

Rezolvarea sistemului de ecuații scris prin diferențe finite se face prin încercări pentru fiecare pas de calcul Δt. Sînt cunoscute mărimile z și w la timpul t. Se estimează creșterea de viteză Δw în intervalul de timp Δt și se calculează viteza medie $\bar{w}$. Din ecuația (108), înlocuind pe w cu $\bar{w}$ se determină creșterea de cotă Δz. Debitul Q_T care este funcție de timp și F care este funcție de z sînt cunoscute. Se cunoaște în acest fel cota $(z + \Delta z)$ a planului de apă la timpul $(t + \Delta t)$ și apoi din ecuația (107), în care z se ia $\bar{z}$, valoare medie pe interval, se calculează creșterea de viteză Δw (pierderea de sarcină h_a, care este funcție de w, este cunoscută). Valoarea lui Δw astfel calculată trebuie să fie aceeași cu cea propusă inițial.

Dacă Δt se ia suficient de mic (5 ... 10 s) precizia calculului este satisfăcătoare. O reprezentare grafică a principiului metodei este prezentată în figura 16-49.

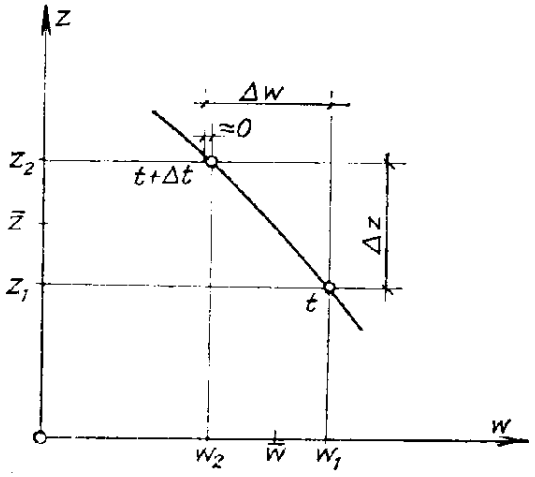


Fig. 16-49. Reprezentarea grafică a încercărilor în metoda Pressel.

Pentru calcul, ecuațiile se scriu sub forma [6]:

$$\Delta w = -\frac{g}{L}\Delta t(z + h_a) \qquad (111)$$

$$\Delta z = \frac{\Delta t}{F}(fw - Q_T); \qquad (112)$$

— se întocmește un grafic sau tabel $[A]$ pentru secțiunea F a castelului în funcție de cota z;

— se întocmește un grafic $[B]$ al pierderii de sarcină h_a în funcție de viteza w;

— se întocmește un grafic $[C]$ care exprimă legea obturatorului, adică $Q_T = Q_T(t)$;

— se trece la calculul propriu-zis utilizînd tabelul 16-1.

TABELUL 16-1

Δt	t	$\bar{Q}_T$ mediu	z inițial	w inițial	w final	$\bar{w}$ mediu	Δz	z final	$\bar{z}$ mediu	$\bar{h}_a$ mediu	Δw	w final
ales arbitrar		din graficul [C]	rezultat din calcul pentru timpul precedent	rezultat din calcul pentru timpul precedent	estimat		calculat din ecuația (111)			dat de graficul [B]	calculat din ecuația (112)	calculat din $w_{inițial}$ și Δw și comparat cu cel estimat

41. Metoda simplificată

Principiul de calcul este cel al metodei *Pressel*, iar simplificarea constă în faptul că nu se mai utilizează valorile medii pe interval ci se folosesc valorile de la extremitățile intervalului.

În ecuații se iau valorile lui w și h_a de la începutul intervalului și z de la sfîrșitul intervalului. Utilizînd aceleași grafice [*A*], [*B*] și [*C*] tabelul de calcul ia forma 16-2:

TABELUL 16-2

Δt	t	z	w	Q_T	Δz	h_a	Δw
ales arbitrar		rezultat din calcul pentru timpul precedent	rezultat din calcul pentru timpul precedent	din graficul [C]	calculul din ecuația (112) (F corespunzător cotei z)	din graficul [B]	calculat din ecuația (111)

Eroarea metodei se transmite în final asupra duratei oscilației, ceea ce nu deranjează, dat fiind că rezultatul urmărit este cota saltului maxim, respectiv minim. Spre exemplu, la o închidere totală instantanee, faptul că w de la începutul intervalului este mai mare decît w_{mediu} duce la ridicarea Δz a planului de apă ceva mai mare. Nivelul z de la sfîrșitul intervalului este și el mai ridicat decît

z mediu. Rezultă că și Δw va fi ceva mai mare. Oscilația reală va fi deci similară cu cea rezultată din calcul, dar perioada ei va fi mai mare (respectiv intervalul Δt ales este ceva mai mic decît cel real).

42. Calculul numeric pentru castelul diferențial

Ecuațiile în diferențe finite ale metodei *Pressel*, valabile pentru castelul de secțiune variabilă, se adaptează modului de funcționare al castelului diferențial [9], după care rezolvarea se face printr-o etapizare asemănătoare. În conformitate cu figura 16-50, se introduc notațiile suplimentare:

c_0 — coeficient de pierdere de sarcină în orificiul inelar;
h_d — pierderea de sarcină la joncțiunea dintre aducțiune și castel, incluzînd și energia cinetică;
F — aria camerei propriu-zise, exclusiv aria coloanei;
F_c — aria coloanei;
Q_1 — debitul furnizat de coloană;
Ω — aria orificiului inelar;
Q_2 — debitul furnizat de camera propriu-zisă;
Q — debitul galeriei de aducțiune;
z_c — nivelul în coloană;
z — nivelul în camera propriu-zisă.

Se notează cu indicele i situația de la timpul t și cu $i+1$ situația la timpul $t+\Delta t$. Valorile medii pe intervalul Δt se notează ca mărimi barate. Cu aceste notații sistemul de ecuații se scrie:

— pentru coborîrea nivelului; *— pentru ridicarea nivelului:*

$$w_{i+1} = w_i + \frac{(\bar{z}_c - \bar{h}_d)\, g\Delta t}{L} \qquad w_{i+1} = w_i - \frac{(\bar{z}_c - \bar{h}_d)\, g\Delta t}{L} \tag{113}$$

$$z_{c,\,i+1} = 2\bar{z}_c - z_{c,i} \qquad z_{c,\,i+1} = 2\bar{z}_c - z_{c,i} \tag{114}$$

$$Q_1 = \frac{(z_{c,\,i+1} - z_{c,\,i})\, F_c}{\Delta t} \qquad Q_1 = \frac{(z_{c,\,i+1} - z_{c,\,i})\, F_c}{\Delta t} \tag{115}$$

$$Q = f\left[w_i + \frac{(\bar{z}_c - \bar{h}_d)\, g\Delta t}{2L}\right] \qquad Q = f\left[w_i - \frac{(\bar{z}_c - \bar{h}_d)\, g\Delta t}{2L}\right] \tag{116}$$

$$Q_T = Q_1 + Q_2 + Q \qquad Q_T = Q - Q_2 - Q_1 \tag{117}$$

$$Q_2 = \frac{(z_{i+1} - z_i)\, F}{\Delta t} \qquad Q_2 = \frac{(z_{i+1} - z_i)\, F}{\Delta t} \tag{118}$$

$$Q_2 = c_0 \Omega \sqrt{2g(\bar{z}_c - \bar{z})} \qquad Q_2 = c_0 \Omega \sqrt{2g(\bar{z}_c - \bar{z})} \tag{119}$$

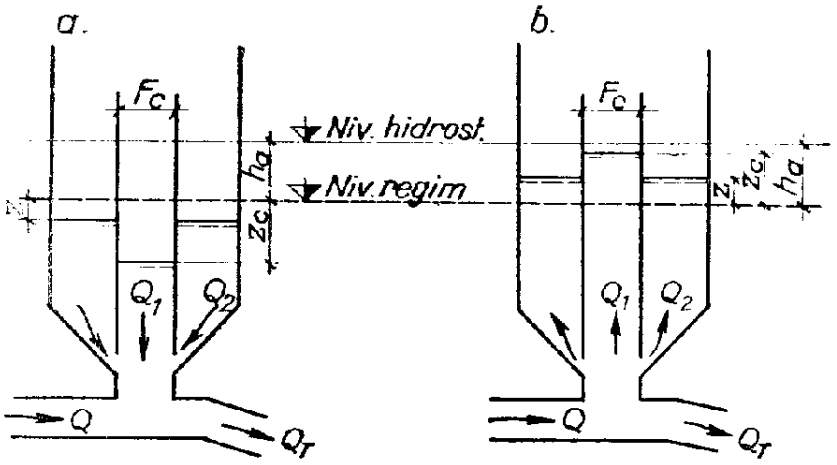


Fig. 16-50. Notaţii pentru castelul diferenţial:
a — ridicarea nivelului; *b* — coborîrea nivelului.

Se propune o valoare pentru w_{i+1} . Cunoscîndu-se relaţia $\bar{h}_d = k\bar{w}$, din ecuaţia (113) rezultă z_c. Din ecuaţia (114) se determină $z_{c,i+1}$ şi cu ajutorul lui, Q_1 din ecuaţia (115). În relaţia (116) toate mărimile sînt determinate şi deci se calculează Q. Din ecuaţiile (117) şi (118) se determină Q_2 şi z_{i+1}, iar din (119) o a doua valoare pentru Q_2. Dacă propunerea pentru w_{i+1} a fost alcasă corect mărimile coincid, dacă nu se reia calculul cu o altă propunere.

În metoda simplificată valorile medii pe interval (mărimile barate) se înlocuiesc cu valorile de la începutul intervalului. Etapizarea este identică, fără a mai fi necesară ecuaţia (114).

43. Calculul numeric pentru castelul cu diafragmă

Notaţiile sînt aceleaşi ca la castelul diferenţial. Urmărind figura 16-51 se observă că aria coloanei $F_c = 0$ şi deci şi $Q_1 = 0$.

Debitul furnizat de camera propriu-zisă, Q_2, devine debitul castelului Q_c. Ecuaţiile se scriu [9]:

— pentru coborîrea nivelului	*— pentru ridicarea nivelului*	
$w_{i+1} = w_i + \frac{(z_i - h_{d_i}) g\,\Delta t}{L}$	$w_{i+1} = w_i - \frac{(z_i - h_{d_i})\, g\Delta t}{L}$	(120)
$Q = f\left[w_i + \frac{(z_i - h_{d_i})\, g\Delta t}{2L}\right]$	$Q = f\left[w_i - \frac{(z_i - h_{d_i})\, g\Delta t}{2L}\right]$	(121)
$Q_T = Q_c + Q$	$Q_T = Q - Q_c$	(122)
$Q_c = \frac{(z_{i+1} - z_i) F}{\Delta t}$	$Q_c = \frac{(z_{i+1} - z_i) F}{\Delta t}$	(123)

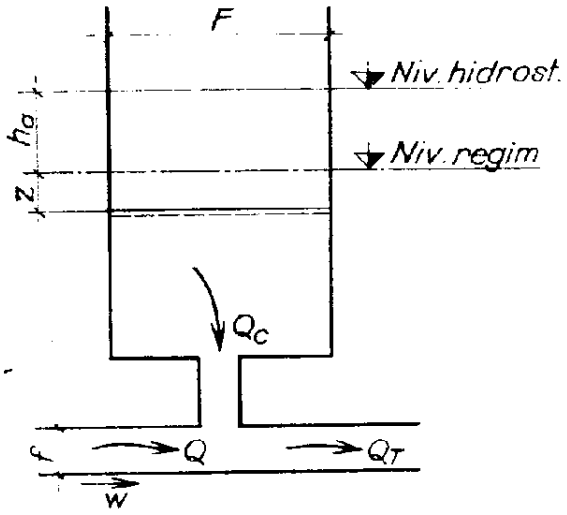


Fig. 16-51. Notații pentru castelul cu diafragmă.

Rezolvarea se face prin metoda simplificată. Pe baza mărimilor cunoscute la timpul i se determină din ecuațiile (120) și (121) valorile w_{i+1} și Q la timpul $i+1$. Din ecuația (122) se calculează Q_c și pe baza lui valoarea z_{i+1} a cotei la timpul $i+1$ din ecuația (123).

Pentru o precizie sporită a calculului se recomandă ca intervalul de timp Δt să aibă valori mici (1 ... 2 s) la începutul oscilațiilor, cînd schimbările de presiune de la baza castelului sînt mari, urmînd ca apoi să poată fi utilizat un interval de 5 ... 10 s fără erori importante. Aceeași recomandare este valabilă și pentru castelul diferențial.

44. Metoda grafică Schoklitsch

Metoda constă în desfășurarea grafică a calculului prin diferențe finite. roarea grafică este neglijabilă în comparație cu eroarea diferențelor finite. Avantajul constă în sistematizarea calculului și deci în evidențierea imediată a eventualelor greșeli.

Se alege un interval de timp Δt corespunzător. În ecuația:

$$\Delta w = -\frac{g\Delta t}{L}(z + h_a), \tag{124}$$

factorul $\frac{-g\Delta t}{L}$ este o constantă de proporționalitate între variația de viteză Δw și contrapresiunea la baza castelului $(z + h_a)$, respectiv $(z + h_a + R)$ în cazul castelului cu diafragmă. Înmulțind cu f, relația devine o ecuație de debite:

$$\Delta wf = -\frac{gf}{L}\Delta t(z + h_a). \tag{125}$$

Cea de-a doua ecuaţie a saltului scrisă sub forma:

$$\Delta zF = fw\Delta t - Q_T\Delta t, \tag{126}$$

devine o relaţie de conservare a volumelor, exprimînd că volumul care intră în castel este egal cu volumul care vine pe aducţiune minus volumul absorbit de conductele forţate.

45. Pregătirea calculului

Se aleg trei scări convenabile pentru: înălţimi şi presiuni (z, h_a, R); debite (fw); volume (ΔzF, $fw\Delta t$, $Q_T\Delta t$) şi un interval de timp Δt. Apoi se fac următoarele trasări (fig. 16-52):

— se trasează curba *1* a pierderilor de sarcină pe aducţiune

$$h_a = \pm h_{a_0}\left(\frac{fw}{fw_0}\right)^2;$$

ea este formată din două ramuri de parabolă care trec prin punctele (fw_0, $-h_{a_0}$) şi ($-fw_0$, h_{a_0});

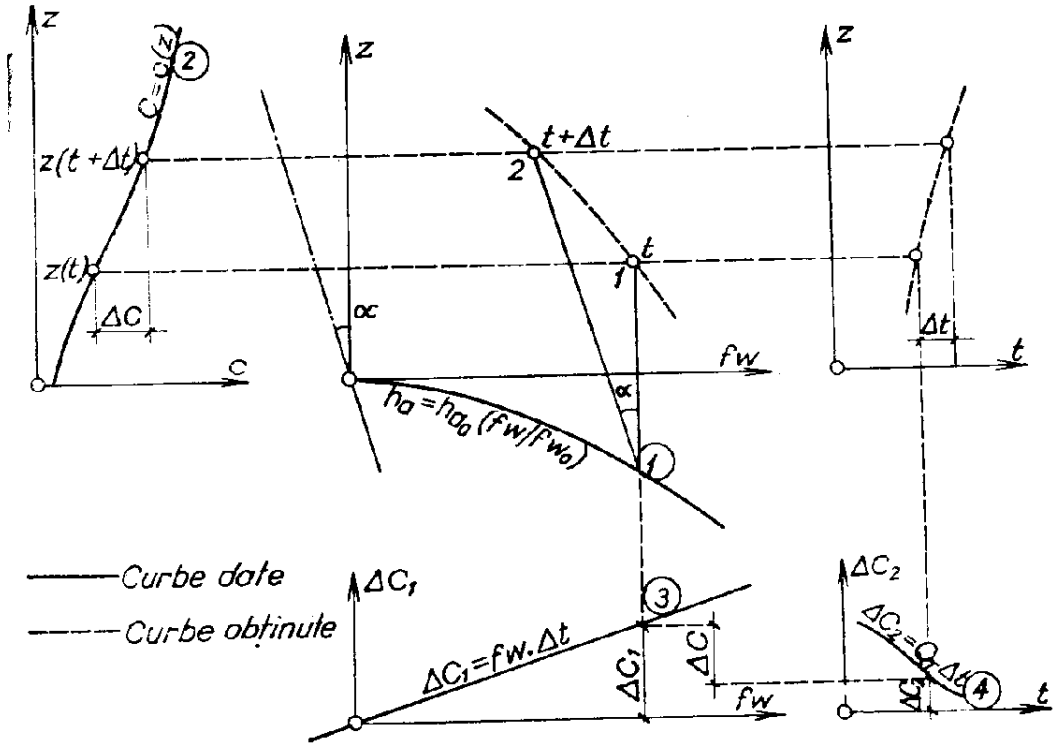


Fig. 16-52. Schema calculului grafic prin metoda Schoklitsch.

— se trasează curba *2* a volumelor castelului:

$$C = \Delta z F = \int F(z)\,\mathrm{d}z;$$

— se trasează dreapta *3* a volumelor furnizate de aducțiune:

$$\Delta C_1 = fw\Delta t;$$

— se trasează curba *4* a volumelor absorbite de conducta forțată:

$$C_2 = Q_T(t)\,\Delta t;$$

această curbă reprezintă de fapt legea de manevră a obturatorului; în cazul manevrelor instantanee curba *4* nu mai este necesară;

— se duce dreapta ajutătoare de pantă $\operatorname{tg}\alpha = \frac{gf\Delta t}{L}$ în sistemul de coordonate (z, fw).

46. Construcția grafică

Situația de la timpul t (punctul *1*) este marcată pe curba *1*, pe curba *2* și în planul (z, fw). Se caută punctul reprezentativ al situației de la timpul $t + \Delta t$ în planul (z, fw) (fig. 16-52).

Corespunzător mărimii fw, din dreapta *3* rezultă volumul furnizat de aducțiune ΔC_1. Din curba *4*, a legii obturatorului, se determină pentru timpul t volumul absorbit de turbine ΔC_2. Diferența $\Delta C_1 - \Delta C_2$ se transpune pe axa C a curbei *2* și se determină cota la timpul $t + \Delta t$. Din punctul *1*, reprezentativ al situației de la timpul t de pe curba *1* a pierderilor de sarcină, se duce o paralelă la dreapta ajutătoare de pantă $\frac{gf\Delta t}{L}$. Intersecția cu orizontala cotei z la $(t + \Delta t)$ este noul punct reprezentativ *2* al situației de la timpul $t + \Delta t$. Punctul se transpune și în planul (z, t) unde se obține curba oscilațiilor în castel. Un exemplu de calcul este prezentat în figura 16-53.

Pentru verificarea construcției grafice trebuie reținut că: după terminarea manevrei obturatorului, curba $z(fw)$ admite tangente orizontale în punctele care au abscisa egală cu noul debit de regim (debitul aducțiunii este egal cu debitul turbinat); la intersecția cu curba pierderilor de sarcină *1*, curba $z(fw)$ admite tangente verticale, dat fiind că sînt situații cînd nivelul instantaneu trece prin dreptul nivelului de regim și deci Δw și contrapresiunea la bază sînt nule; curba $z(fw)$ formează o spirală care se concentrează către punctul figurativ al noii situații de regim.

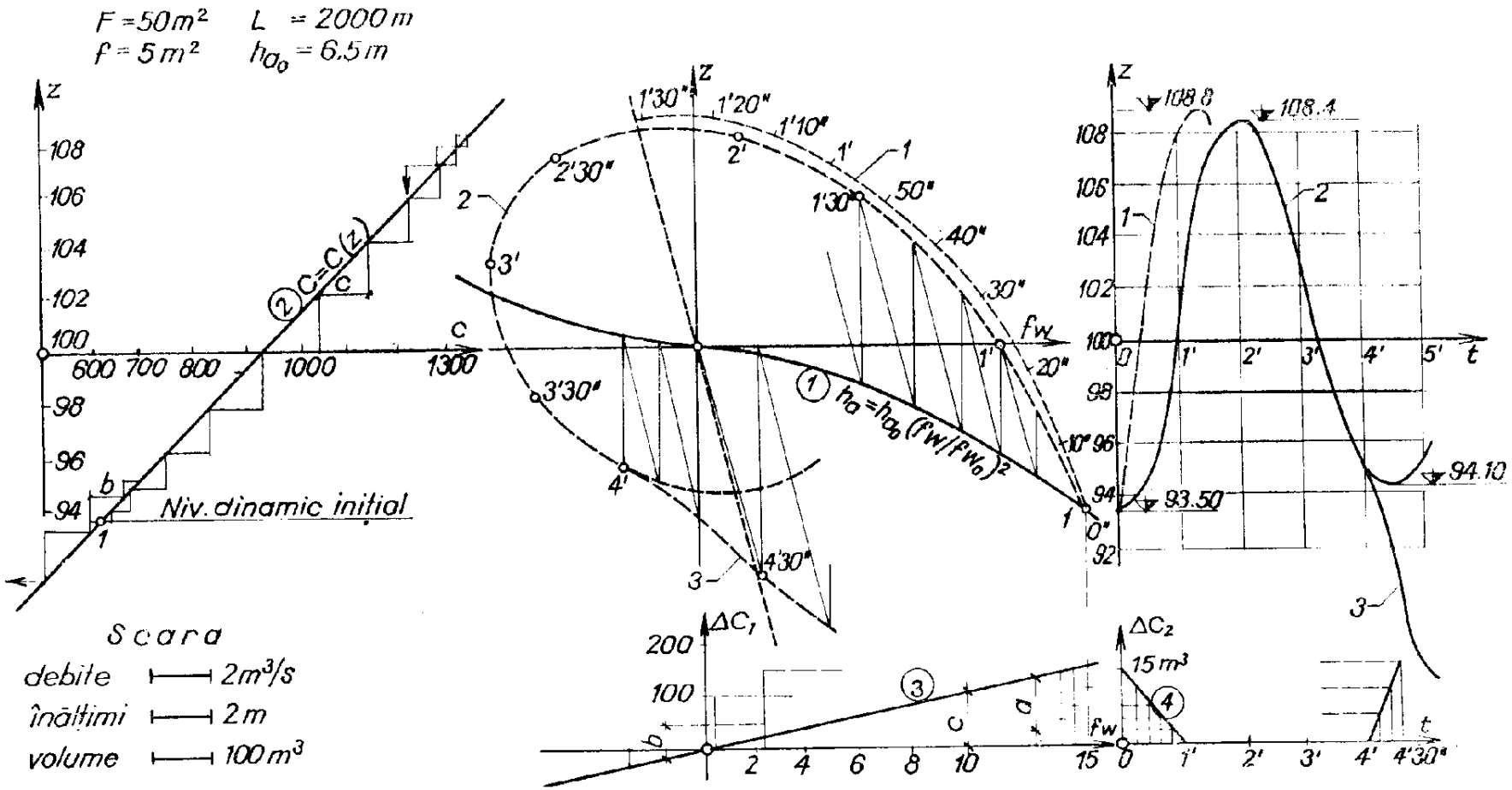


Fig. 16-53. Calculul grafic al oscilațiilor în castelul simplu:
1 — închidere instantanee totală; *2* — închidere totală în 60 s; *3* — deschidere totală în 30 s.

47. Adaptarea metodei grafice pentru diferite tipuri de castele

Utilizînd metoda *Schoklitsch* pentru calculul castelului de secțiune constantă [6], curba *2* a volumelor castelului în funcție de cotă se poate suprima prin alegerea convenabilă a scării volumelor și înălțimilor, astfel ca dreapta să aibă o înclinare de 45° și deci segmentele $\Delta C = \Delta z$.

Pentru castelul cu camere metoda *Schoklitsch* nu necesită nici un fel de adaptări și se poate accepta orice lege de variație a debitului turbinat și orice lege de variație a secțiunii orizontale a camerelor.

Pentru castelul cu deversor, pînă la timpul cînd cota apei din castel atinge cota z_d a deversorului, se aplică metoda generală. Peste această cotă ecuația de debit devine:

$$Q_d = mb\sqrt{2g}(z - z_d)^{3/2}, \tag{127}$$

unde m este coeficientul de debit, iar b lungimea desfășurată a deversorului. Curba $z = z(fw)$ a oscilațiilor nu poate depăși curba de deversare 5 (fig. 16-54). Volumul deversat este suma volumelor intrate în castel pe perioada deversării.

În figura 16-54 este prezentat un exemplu de aplicare a metodei. Castelul face parte dintr-o uzină care are dispozitiv de reanclanșare automată a grupurilor după scurtcircuit. Manevra obturatorului marchează deci o deschidere parțială instantanee, urmată de o închidere instantanee. S-a realizat în acest fel o dublă deversare.

La castelul cu diafragmă, ecuația generală în diferențe finite (ținînd seama de pierderile în diafragmă) devine:

$$\Delta wf = -\frac{gf}{L}\Delta t(z + h_a + R). \tag{128}$$

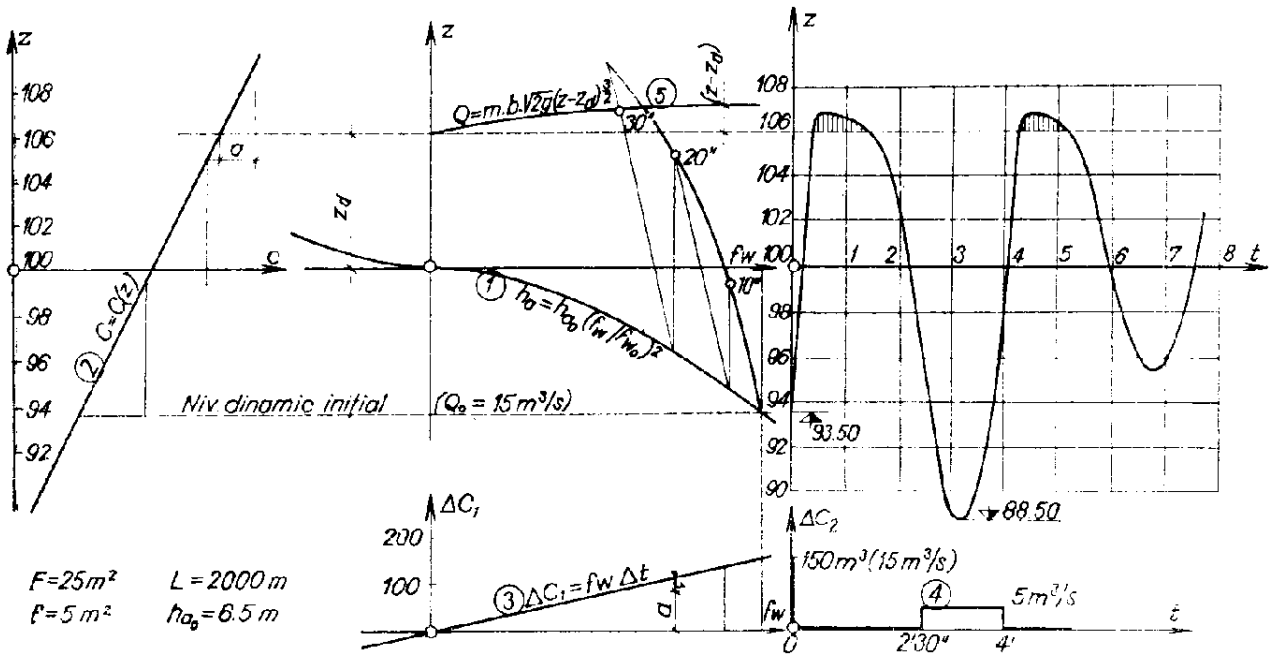


Fig. 16-54. Calculul grafic al oscilațiilor în castelul deversant.

Pentru corectarea metodei generale trebuie determinată curba *6*, $R + h_a = (R_0 + h_{a_0})\left(\frac{w}{w_0}\right)^2$ care să înlocuiască curba *1* din construcția grafică. Se trasează inițial curba $R = \varphi_1(Q)$ la aceeași scară a debitelor și presiunilor. În fiecare moment, pierderea de sarcină R în diafragmă depinde de viteza de intrare a apei în castel și deci de diferența dintre debitul furnizat de aducțiune și debitul Q_T utilizat de turbine. Se pot determina volumele intrate în castel $\Delta C = \Delta C_1 - \Delta C_2$ din curbele *3* și *4*, și deci curba $\Delta C = \varphi_2(fw)$. Ținînd seama de pasul de calcul ales Δt, și înlocuind valorile Q din curba $R = \varphi_1(Q)$ cu $\frac{\Delta C}{\Delta t}$, se trasează curba $R(fw)$. Sumarea acestei curbe cu curba trasată *1* realizează construcția grafică a curbei căutate *6*. Exemplificarea metodei expuse pentru o închidere parțială liniară este prezentată în figura 16-55.

Pentru castelul diferențial, volumele care intră (ies) în castel în timpul Δt se împart în volumul intrat în (furnizat de) coloană, ΔC_4, și volumul intrat în (furnizat de) camera propriu-zisă ΔC_3 (fig. 16-56). Dacă nivelul în coloană este z_c, iar nivelul în camera propriu-zisă este z, pentru un interval de timp Δt:

$$\Delta C_3 = c_0 \Omega \sqrt{2g} \sqrt{z_c - z}\, \Delta t. \tag{129}$$

În construcția grafică curba *2* a volumelor castelului se împarte în două curbe *2'* și *2''* care reprezintă în funcție de z variația volumelor coloanei, respectiv a puțului. Se construiește curba auxiliară *7*, care reprezintă volumele intrate în camera propriu-zisă în funcție de diferența $z_c - z$.

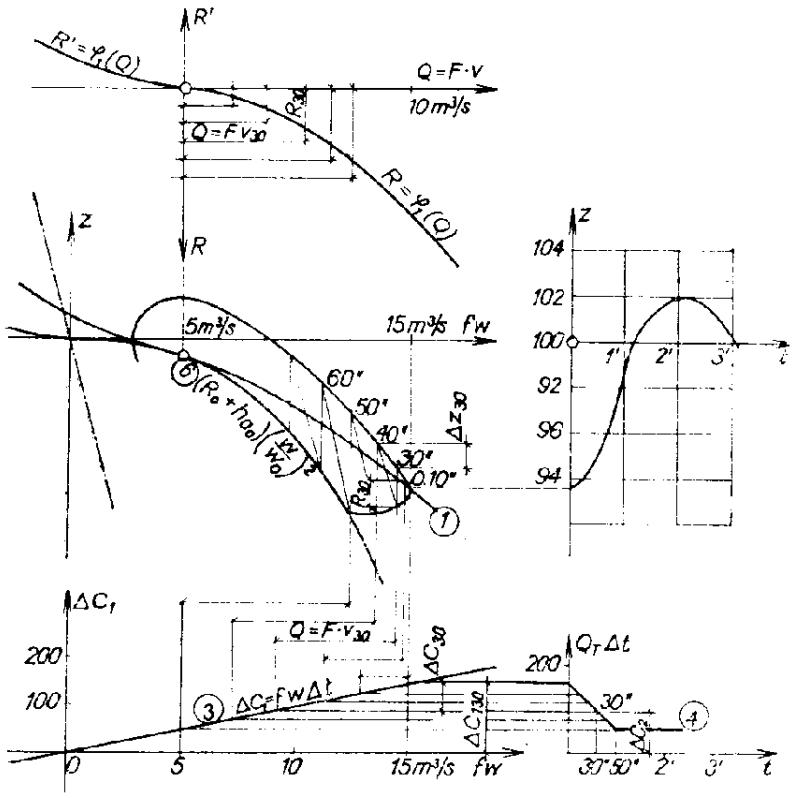


Fig. 16-55. Calculul grafic al oscilațiilor în castelul cu diafragmă.

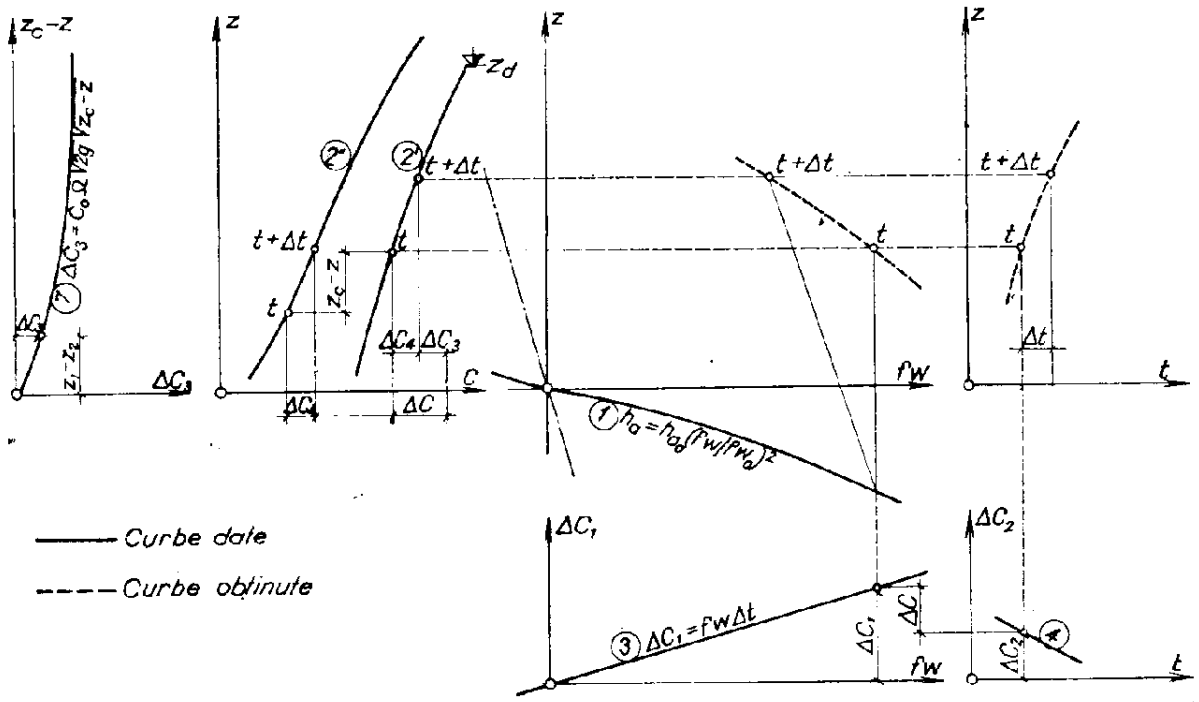


Fig. 16-56. Calculul grafic al oscilațiilor în castelul diferențial.

Pentru aflarea punctului figurativ al situației de la $t + \Delta t$, din curbele *3* și *4* se determină volumul ΔC intrat în castel. Se determină volumul de apă ΔC_3 intrat în camera propriu-zisă din curba *7*, pe baza diferenței $(z_c - z)$ de la timpul t, și deci și $\Delta C_4 = \Delta C - \Delta C_3$. Cu mărimile ΔC_3 și ΔC_4, din curbele *2'* și *2''* se determină cotele z_e și z corespunzătoare timpului $t + \Delta t$ și, prin construcția obișnuită, punctul figurativ din planul (z, fw). Rezultatele se transpun în planul (z, t) unde rezultă diagrama oscilațiilor în coloană și în castel în funcție de timp (fig. 16-56).

Cînd nivelul în coloană atinge creasta deversantă, întreg volumul ΔC intrat în castel este egal cu volumul intrat în cameră (prin orificiu sau prin deversare) și construcția grafică se face ca atare.

§ 9. OSCILAȚII ÎN SISTEME DE CASTELE

48. Sistem de castele în serie

Se consideră un sistem format din n castele de echilibru branșate în serie pe aducțiune. Conform figurii 16-57 se fac următoarele notații:

Q_i — debitul care trece prin tronsonul L_i;
q_i — debitul care vine în castelul i;
Q_{n+1} — debitul în conducta forțată;
z_0 — cota apei în lac;
z_i — cota apei în castelul i;
h_{ai} — pierderile de sarcină pe tronsonul L_i.

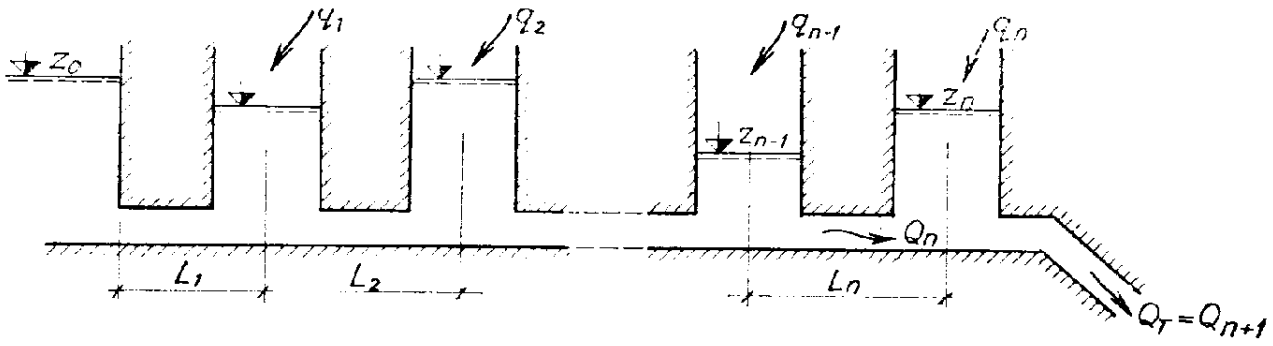


Fig. 16-57. Notații pentru sistemul de castele în serie.

Se afectează cu indicele i toate mărimile caracteristice pentru castelul și aducțiunea tronsonului L_i.

Fiecare dintre tronsoanele de aducțiune formează împreună cu castelul din aval un caz obișnuit de sistem aducțiune-castel. Pentru fiecare din aceste ansambluri, nivelul static al lacului se înlocuiește cu nivelul piezometric din castelul precedent, în timpul oscilației. Diferența de nivel dintre castelele de la capetele unui tronson influențează valoarea și sensul de curgere al debitului în tronsonul respectiv.

Pentru fiecare dintre castele se scriu ecuațiile mișcării sub forma sistemului:

$$\frac{L_i}{g}\frac{dw_i}{dt} + (z_i - z_{i-1}) \pm h_{a_i} = 0; \tag{130}$$

$$f_i w_i + q_i = F_i \frac{dz_i}{dt} + Q_{i+1}. \tag{131}$$

Se obțin n sisteme de ecuații care se pot rezolva din aproape în aproape, dacă se cunosc valorile mărimilor pentru castelul precedent. Rezolvarea se poate face prin diferențe finite, numeric sau grafic. Ecuațiile în diferențe finite au forma:

$$\Delta w_i f_i = -\frac{g f_i}{L_i}(z_i - z_{i-1} + h_{a_i})\Delta t; \tag{132}$$

$$\Delta z_i = \frac{1}{F_i}(f_i w_i + q_i - Q_{i+1})\Delta t. \tag{133}$$

Calculul grafic se face construind n epure (fw, z), începînd întotdeauna cu epura $(f_n w_n, z_n)$ a castelului cel mai apropiat de centrală, și din aproape în aproape se stabilesc curbele $z = f(t)$ pentru toate castelele.

În figura 16-58 se redă epura corespunzătoare căderii de sarcină [2] pentru două castele în serie. Dreapta volumelor furnizate de aducțiune se deplasează paralel cu ea însăși cu valoarea $q_1 \Delta t$, respectiv $q_2 \Delta t$, conform cu relația $\Delta z = \frac{1}{F}(fw + q)\Delta t$. Pentru castelul aval, pentru a afla poziția punctului de la timpul $t + \Delta t$ în planul (fw, z), din punctul situației la timpul t de pe curba pierderilor de sarcină se duce un segment paralel cu axa z și egal ca mărime cu valoarea z la timpul t, rezultată din epura castelului amonte. Din punctul astfel determinat se duce dreapta cu înclinarea $\operatorname{tg} \alpha = \frac{gf}{L}$. Orizontala cotei z la $t + \Delta t$ rezultă

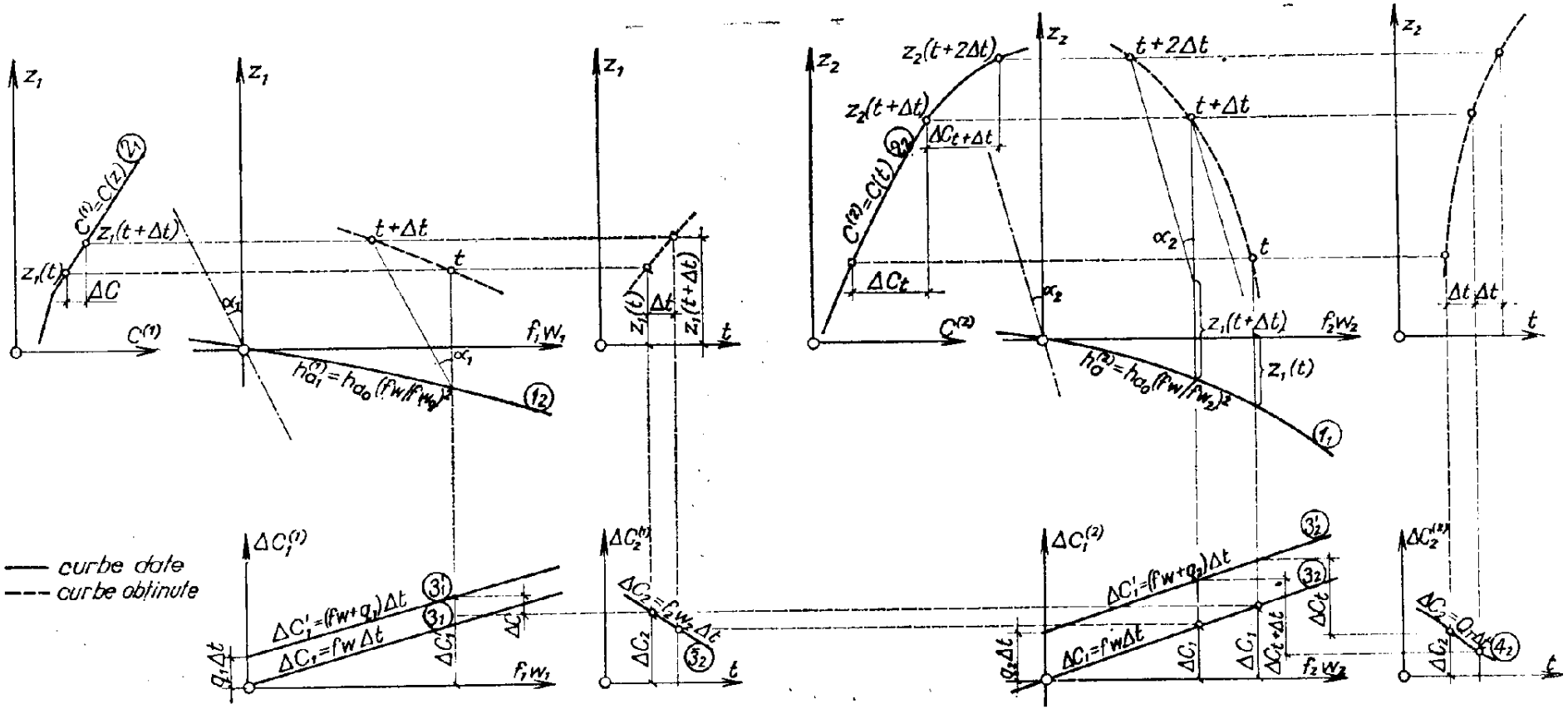


Fig. 16-58. Calculul grafic al oscilațiilor într-un sistem de două castele în serie.

din curba volumelor castelului pentru aportul de volum $(fw + q)$ de la timpul t. Intersecţia orizontalei cu dreapta de înclinare tg α marchează poziţia punctului căutat. Pentru castelul din amonte schimbul de volum din castelul aval joacă rolul de lege a obturatorului, în rest construcţia grafică fiind identică cu cea de la castelul independent.

Pentru creşterea de sarcină epura se construieşte în mod analog. Dreapta volumelor furnizate de aducţiune coboară paralel cu ea însăşi cu valoarea $q_1\Delta t$, respectiv $q_2\Delta t$, conform cu relaţia $\Delta z = \frac{1}{F}(fw - q)\Delta t$.

49. Sistem de castele mixt

Schema generală, cu cîte un castel amonte şi aval de turbină, este reprezentată în figura 16-59. În conformitate cu notaţiile din figură, ecuaţiile oscilaţiilor sînt [2]:

— *pentru castelul amonte:*

$$\Delta w_1 f_1 = \frac{g f_1}{L_1}(z_1 - h_{a_1})\Delta t; \tag{134}$$

$$\Delta z_1 = \frac{f_1 w_1 - Q}{F_1}\Delta t; \tag{135}$$

— *pentru castelul aval:*

$$\Delta w_2 f_2 = \frac{g f_2}{L_2}(h_{a_2} - z_2)\Delta t; \tag{136}$$

$$\Delta z_2 = \frac{Q - w_2 f_2}{F_2}\Delta t. \tag{137}$$

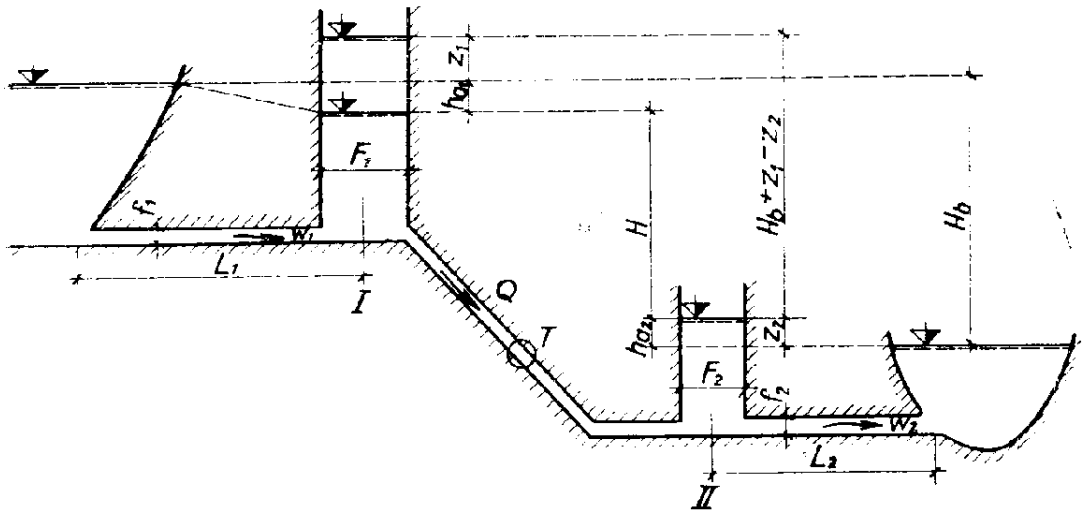


Fig. 16-59. Notaţii pentru sistemul de castele mixt.

Cele două sisteme de ecuații sînt legate între ele prin ecuația reglajului care poate avea una din formele:

$$Q = \text{constant}, \qquad \text{reglaj la debit constant;}$$

$$Q = \frac{N}{H + z_1 - z_2}, \qquad \text{reglaj la putere constantă.}$$

Pentru cazul reglajului la debit constant cele două castele sînt independente. Pentru reglajul la putere constantă se construiesc două epure, unde Q se determină pentru fiecare moment corespunzător căderii $H_b - z_1 + z_2$. Rezolvarea se face grafic sau prin calcul numeric.

§ 10. STABILITATEA HIDRAULICĂ A OSCILAȚIILOR

50. Influența reglajului turbinelor

Funcționarea în regim a unei uzine hidroelectrice se realizează printr-un reglaj automat care urmărește să mențină constanța, pe cît posibil, a celor două caracteristici ale curentului electric, frecvența și tensiunea. Variația încărcării rețelei la care este conectată uzina antrenează variația cuplului rezistent. Dispozitivul de reglaj acționează pentru a adapta cuplul motor la aceste variații, prin deschiderea sau închiderea distribuitorului turbinelor. Modificările de debit produse provoacă oscilații în castelul de echilibru, care la rîndul lor provoacă variații de presiune la turbine. Variațiile de presiune cauzează ele însele intervenția sistemului de reglaj.

Cuplul rezistent este supus chiar în cursul unei singure zile la variații importante. În cele ce urmează se consideră că în timpul de ordinul de mărime al zecilor de minute, cît durează oscilația produsă de reglaj, nu intervin noi corectări ale cuplului rezistent sau că ele sînt puțin importante. Se admite deci că puterea furnizată de uzină este constantă.

Se examinează numai situația micilor oscilații care reprezintă dealtfel cazul cel mai defavorabil. Oscilațiile de mare amplitudine antrenează mișcări ale unor mase mari de apă pentru care pierderile de sarcină sînt mari și favorizează amortizarea. Cazul marilor oscilații se poate lua în considerație prin calcul grafic sau prin metoda diferențelor finite. Se subliniază avantajul utilizării calculatoarelor electronice care, plecînd de la scrierea ecuațiilor prin diferențe finite, permit modelarea unui număr foarte mare de manevre și deci depistarea cazurilor celor mai defavorabile.

51. Oscilații provocate de reglaj

În cele ce urmează nu se ține seama de efectul factorilor secundari (pierderea de sarcină pe conductele forțate, variația randamentului, factorul cinetic) și se ia în considerare numai pierderea de sarcină pe aducțiune,

Ecuațiile de bază ale oscilațiilor sînt aceleași cu cele stabilite mai înainte:

$$\frac{L}{g}\frac{dw}{dt} + z + h_a = 0 \tag{138}$$

$$fw = Fv + Q_T \tag{139}$$

$$v = \frac{dz}{dt} \tag{140}$$

$$h_a = \pm h_{a_0}\left(\frac{w}{w_0}\right)^2. \tag{141}$$

Cea de-a cincea ecuație este condiția de reglaj la putere constantă:

$$Q_T(H+z) = Q_0H_0 = \frac{N}{\gamma\eta} = C, \tag{142}$$

în care N este puterea rămasă constantă după ce a suferit o variație bruscă cerută de reglaj. Se mai admite că randamentul η rămîne și el constant.

Considerînd cazul castelului cilindric simplu, $F = \text{const}$, în ecuațiile de bază se fac o serie de transformări succesive:

— se diferențiază ecuația (142) și se înlocuiește dQ_T/dt în relația (139), ținînd seama și de (140):

$$\frac{dQ_T}{dt} = -\frac{C}{(H+z)^2}\frac{dz}{dt} = f\frac{dw}{dt} - F\frac{d^2z}{dt^2},$$

de unde rezultă:

$$\frac{dw}{dt} = \frac{F}{f}\frac{d^2z}{dt^2} - \frac{C}{f(H+z)^2}\frac{dz}{dt}; \tag{143}$$

— în ecuația (138) se înlocuiesc $\frac{dw}{dt}$ din (143), h_a din (141) și w din (139); după transformări se obține:

$$\frac{d^2z}{dt^2} + \frac{gh_{a_0}F}{fLw_0^2}\left(\frac{dz}{dt}\right)^2 + \left[\frac{2gh_{a_0}C}{fLw_0^2(H+z)} - \frac{C}{F(H+z)^2}\right]\frac{dz}{dt} + \frac{gf}{LF}z = -\frac{h_{a_0}C^2g}{w_0^2LF(H+z)^2}; \tag{144}$$

— se face o schimbare de axe $z = z_1 - h_{a_0}$ și se ține seama de dezvoltarea în serie $\frac{1}{(H+z_1-h_{a_0})} = (H-h_{a_0})^{-2} - 2(H-h_{a_0})^{-3}z_1 + 3(H-h_{a_0})^{-4}z_1^2 + \ldots$, după care înlocuind în (144) se obține:

$$\frac{d^2z_1}{dt^2} + \frac{gh_{a_0}F}{fLw_0^2}\left(\frac{dz_1}{dt}\right)^2 + \left[\frac{2gh_{a_0}C}{fLw_0^2(H+z_1-h_{a_0})} - \frac{C}{F(H+z_1-h_{a_0})^2}\right]\frac{dz_1}{dt} +$$

$$+\left[\frac{gf}{LF} - \frac{gh_{a_0}C^2}{LfFw_0^2(H-h_{a_0})^2}\left(\frac{2}{H-h_{a_0}} - \frac{3z_1}{(H-h_{a_0})^2} + \cdots\right)\right]z_1 = 0. \tag{145}$$

Ecuația finală obținută (145) este de forma:

$$\frac{d^2z_1}{dt^2} + \varphi(z_1)\frac{dz_1}{dt} + \psi(z_1)z_1 = 0,$$

care reprezintă, după cum se știe, o mișcare oscilatorie. În cazul micilor oscilații, z_1^2 și $\left(\frac{dz_1}{dt}\right)^2$ se pot neglija ca infiniți mici de ordin superior în raport cu z_1 și $\frac{dz_1}{dt}$. Ecuația (145) se reduce în acest caz la:

$$\frac{d^2z_1}{dt^2} + \left[\frac{2gh_{a_0}C}{fLw_0^2(H - h_{a_0})} - \frac{C}{F(H - h_{a_0})^2}\right]\frac{dz_1}{dt} + \frac{gf}{LF}\frac{H - 3h_{a_0}}{H - h_{a_0}}z_1 = 0, \qquad (146)$$

care este de fapt de forma:

$$\frac{d^2z_1}{dt^2} + 2a\frac{dz_1}{dt} + bz_1 = 0,$$

adică o ecuație diferențială liniară cu coeficienți constanți, de ordinul 2. Dacă $b > 0$, ceea ce revine la $h_{a_0} < H/3$, există discuția:

$a^2 < b$ oscilația este periodică;
dacă $a > 0$ oscilația este amortizată;
dacă $a = 0$ oscilația este pur sinusoidală;
dacă $a < 0$ oscilația este întreținută.

$a^2 > b$ oscilația este aperiodică, și mai precis:
dacă $a > \sqrt{b}$ oscilația este aperiodică amortizată;
dacă $-a > \sqrt{b}$ oscilația este aperiodică întreținută.

52. Condiția de stabilitate hidraulică

Pentru ca oscilația nivelului apei din castel, provocată de reglajul la putere constantă, să se amortizeze sau să se mențină fără a se amplifica este necesar ca $a \geqslant 0$, ceea ce revine la:

$$F_{min} \geqslant \frac{w_0^2}{2g}\frac{Lf}{h_{a_0}H_n} = F_{Th}, \qquad (147)$$

în care $H_n = H - h_{a_0}$ este căderea netă a centralei. Aceasta este condiția clasică a lui *Thoma* pentru stabilitatea micilor oscilații. F_{Th} se mai numește și *secțiunea minimă a lui Thoma*. În locul inegalității (147) se obișnuiește să se scrie:

$$F_{min} = nF_{Th}, \qquad (148)$$

n fiind denumit *coeficient de siguranță*. De remarcat că această condiție trebuie satisfăcută pentru orice secțiune a castelului de echilibru.

53. Influența caracteristicilor amenajării

În expresia secțiunii critice stabilită de *Thoma* nu au fost luate în considerație:

— pierderea de sarcină pe conductele forțate (h_{cf}) care are un efect analog pierderii pe aducțiune, dar de sens invers;

— variația randamentului grupurilor η cu gradul de deschidere β a distribuitorului turbinelor; o creștere de debit față de situația de regim antrenează o reducere a randamentului, care la rîndul ei impune o creștere suplimentară a debitului pentru a asigura constanța puterii;

— energia cinetică a apei la legătura castel-aducțiune $\left(E = \frac{w^2}{2g}\right)$.

Toți acești factori se influențează reciproc și ca urmare trebuie tratați ca efect simultan [10]. Sistemul de ecuații general va fi de forma:

$$\frac{L}{g}\frac{dw}{dt} + z + h_a + E = 0 \tag{149}$$

$$fw = Fv + Q_T \tag{150}$$

$$H_n = H + z + E - h_{cf} \tag{151}$$

$$\gamma Q_T H_n \eta = \gamma Q_0 H_0 \eta_0 \tag{152}$$

$$\frac{Q_T}{Q_0} = \frac{\beta}{\beta_0}\sqrt{\frac{H_n}{H_0}} \tag{153}$$

$$\frac{\eta}{\eta_0} = 1 + \left(\frac{\beta}{\beta_0} - 1\right)\operatorname{tg}\rho. \tag{154}$$

Notațiile suplimentare sînt:

H_0 — căderea netă la funcționarea în regim;

η_0 — randamentul centralei la funcționarea în regim;

β_0 — gradul de deschidere în aceeași situație;

$\operatorname{tg}\rho$ — panta curbei de randament.

În sistemul de ecuații general ecuația (151) exprimă căderea la centrală ținînd seama de recuperarea energiei cinetice și de pierderile de sarcină pe conductele forțate. În situația de regim aceste pierderi de sarcină au valoarea cunoscută h_{cf_0}. Ecuația (152) reprezintă condiția de reglaj la putere constantă ținînd seama de randament. Ecuația (153) exprimă proporționalitatea debitului turbinat Q_T cu deschiderea β a distribuitorului și cu rădăcina pătrată a căderii nete H_n. În sfîrșit, ecuația (154) reprezintă legătura dintre valoarea randamentului η și deschiderea distribuitorului.

Prin aceeași modalitate de calcul expusă mai înainte se obține:

$$F_{min} > F_{cr} = \frac{w_0^2}{2g}\frac{Lf}{h_{a_0}H_n}\cdot\frac{1}{\left(1+\frac{E_0}{h_{a_0}}\right)\left[\frac{1+\operatorname{tg}\rho}{1-\frac{1}{2}\operatorname{tg}\rho}\left(1-\frac{h_{cf_0}}{H_n}\right)-\frac{2h_{cf_0}}{H_n}\right]}. \tag{155}$$

Se remarcă următoarele:

— Dacă se neglijează pierderea de sarcină pe conductele forțate ($h_{cf} = 0$) și variația randamentului ($\eta = \eta_0$), relația devine:

$$F_{cr} = \frac{w_0^2 Lf}{2gh_{a_0}H_n}\cdot\frac{1}{1+\frac{E_0}{h_{a_0}}} = \frac{w_0^2 Lf}{2g(h_{a_0}+E_0)H_n}, \tag{156}$$

ceea ce indică efectul favorabil al energiei cinetice E_0. Pornind de la această observație, rezultă că amplasarea unei strangulări de tip *Venturi* la legătura aducțiune — castel (care crește energia cinetică E_0) are un efect favorabil.

— Dacă se neglijează efectul energiei cinetice ($E_0 = 0$) și variația randamentului ($\eta = \eta_0$), relația are forma:

$$F_{cr} = \frac{w_0^2 Lf}{2gh_{a_0} H_n} \frac{1}{1 - \frac{3h_{cf_0}}{H_n}}, \tag{157}$$

ceea ce evidențiază efectul defavorabil al pierderilor de sarcină pe conductele forțate, care conduc la o creștere a secțiunii minime.

— Dacă se ia în considerație numai variația randamentului, neglijînd ceilalți factori, se obține:

$$F_{cr} = \frac{w_0^2 Lf}{2gh_{a_0} H_n} \frac{1 - \frac{1}{2} \operatorname{tg} \rho}{1 + \operatorname{tg} \rho}. \tag{158}$$

Se observă că dacă tg ρ este mare (deschideri mici ale obturatorului), suplimentarea de secțiune este mică. Pentru tg ρ > 2 condiția devine $F_{cr} = 0$ și aria minimă este impusă de ceilalți factori.

54. Influența reglării în paralel a mai multor centrale

Dacă amenajarea prevăzută cu castel de echilibru este cuplată în paralel cu alte centrale fără castele (centrale termice, centrale de căderi joase), secțiunea minimă a castelului studiat este considerabil micșorată din cauza aportului celorlalte centrale la aceeași cerință din rețea.

Notînd cu N_s puterea totală a centralelor, N puterea centralei studiate prevăzută cu castel și N_e puterea tuturor centralelor fără castele de echilibru, există relația:

$$N_s = N + N_e. \tag{159}$$

Dacă apare o modificare de sarcină ΔN, aceasta este preluată de toate centralele din sistem, variația puterii centralei considerate reducîndu-se corespunzător. Făcînd notația $K = N/N_s$ se poate demonstra că pentru cazul micilor oscilații [10] secțiunea minimă a castelului, ce asigură stabilitatea oscilațiilor, capătă următoarea expresie:

$$F_{min} \geqslant \frac{w_0^2}{2g} \frac{Lf}{h_{a_0} H_n} \left[1 - \frac{3}{2}(1 - K)\right]. \tag{160}$$

Pentru $K = 1$ (o singură centrală pe rețea), se regăsește rezultatul $F_{min} = F_{Th}$. Cu cît K este mai mic, adică influența centralelor exterioare crește, F_{min} descrește. Dacă $K = 1/3$, rezultă $F_{min} = 0$; în acest caz oscilațiile sînt amortizate, oricare ar fi secțiunea castelului. Prin urmare, dacă o hidrocentrală este legată la un grup important de alte centrale fără castele de echilibru, stabilitatea oscilațiilor din castel este asigurată dacă $N/N_s < 1/3$.

Apare avantajoasă posibilitatea ca anumite centrale cu castele de echilibru foarte mici să fie totuşi stabile cînd sînt cuplate cu grupuri de centrale stabile. În acelaşi timp trebuie remarcat că alegerea dimensiunilor castelului trebuie făcută cu atît mai multă prudenţă cu cît centrala este de putere mai mare.

55. Coeficientul de siguranţă pentru stabilitate

După cum s-a văzut, coeficientul de siguranţă la stabilitate al oscilaţiilor se defineşte prin raportul:

$$n = \frac{F\ castel}{F_{Th}}, \tag{161}$$

independent de caracteristicile centralei şi de modul de cuplare al ei la reţea. Ultimele recomandări asupra lui n prevăd $n = 1{,}5 \ldots 1{,}8$ [10].

Orientările actuale evidenţiază însă că un fenomen atît de complex ca stabilitatea oscilaţiilor, care depinde de foarte mulţi factori, nu poate fi caracterizat printr-un simplu raport n a două arii. Iată spre exemplu ce uşor poate fi influenţat n de valoarea aleasă în calcul pentru coeficientul C al pierderii de sarcină pe galeria de aducţiune. Dacă se calculează F_{Th} pentru două valori C_1 şi C_2, se obţin două valori n_1 şi n_2 al căror raport este:

$$\frac{n_1}{n_2} = \frac{C_2^2}{C_1^2}.$$

Pentru a se studia stabilitatea, ţinînd seama de complexitatea fenomenului, este recomandabilă efectuarea de calcule în diferite ipoteze, pentru micile şi marile oscilaţii, verificînd în final timpul de amortizare. Un asemenea calcul este uşurat prin utilizarea calculatoarelor electronice [11].

56. Stabilitatea hidraulică a diferitelor tipuri de castele

Pentru castelul cu camere, aria minimă calculată pentru cazul micilor oscilaţii este determinantă pentru coloana castelului, camerele intrînd în joc numai la oscilaţiile de amplitudini maxime. Se recomandă deci ca aria puţului să îndeplinească *condiţia Thoma*.

Problema stabilităţii castelelor cu diafragmă nu este complet rezolvată. Atît timp cît oscilaţiile sînt mici, viteza $v_d = \frac{Q}{f_d}$ în diafragmă este mică şi deci castelul se poate studia ca un castel de echilibru simplu. Cînd oscilaţiile sînt mari, şi deci v_d nu se mai poate neglija, se produce de o parte şi de alta a strangulării o diferenţă de presiune $\pm \frac{\Delta p}{\gamma}$. Ecuaţia de reglaj devine:

$$N = \eta Q \left(H + z \pm \frac{\Delta p}{\gamma}\right)\gamma = \text{const.} \tag{162}$$

Variația lui $\frac{\Delta p}{\gamma}$ poate fi mai importantă ca mărime decît variația lui $(H + z)$ caracteristică castelului simplu și deci castelul cu diafragmă poate fi mai sensibil în ceea ce privește stabilitatea decît un castel simplu. Stabilitatea lui se controlează prin calcule directe analitice sau grafice.

Pentru castelele diferențiale *Johnson* condițiile sînt analoage. Cînd oscilațiile sînt foarte mici diferențele de înălțime între planul apei din coloană și planul apei din camera propriu-zisă sînt neglijabile. Secțiunea totală coloană + cameră va fi determinantă pentru stabilitatea la micile oscilații. Cînd oscilațiile nu mai sînt mici, reglajul turbinelor depinde de variațiile nivelului apei din coloană, care sînt considerabil mai mari decît variațiile nivelului din cameră. Secțiunea determinată prin calculele de stabilitate este pe de o parte inferioară secțiunii totale, dar pe de alta poate fi mai mare decît cea a coloanei. Ea depinde evident și de aria orificiului inelar. Stabilitatea castelului trebuie să fie verificată prin calcule directe.

57. Stabilitatea hidraulică a sistemelor de castele

Sistemul castel amonte—castel aval. Centralele subterane moderne, la care galeria de fugă poate fi pusă sub presiune în anumite condiții, dispun, în afară de castelul de pe aducțiune, de un castel de echilibru imediat aval de centrală. Castelul de pe galeria de fugă, pe lîngă faptul că protejează galeria de suprapresiunile (sau depresiunile) provocate de manevrele de la centrală, îmbunătățește funcționarea de ansamblu a uzinei.

Se consideră castelele amonte și aval ale amenajării ca fiind cilindrice simple și că se face un reglaj la putere constantă (cazul cel mai defavorabil din punctul de vedere al stabilității) [10]. Se introduc următoarele notații suplimentare, în conformitate cu figura 16-60:

H_b — căderea brută, egală cu diferența dintre nivelurile statice amonte și aval;
H_n — cădere netă;
h_a — pierderea de sarcină pe aducțiune;
h_f — pierderea de sarcină pe galeria de fugă;
z_1, z_2 — cotele planurilor de apă amonte, respectiv aval, față de nivelurile statice.

Se neglijează pierderea de sarcină în conductele forțate și variația randamentului turbinelor. Ecuația de reglaj în aceste condiții este:

$$Q_0 H_{n_0} = Q(H_{n_0} + z_1 + h_a - z_2 + h_f). \tag{163}$$

Regulatorul modifică debitul Q în funcție de variațiile de nivel, iar oscilațiile de debit generează la rîndul lor oscilații de niveluri. Se caută condiția pentru care sistemul este stabil, adică oscilațiile de debit și nivel se amortizează mai mult sau mai puțin repede.

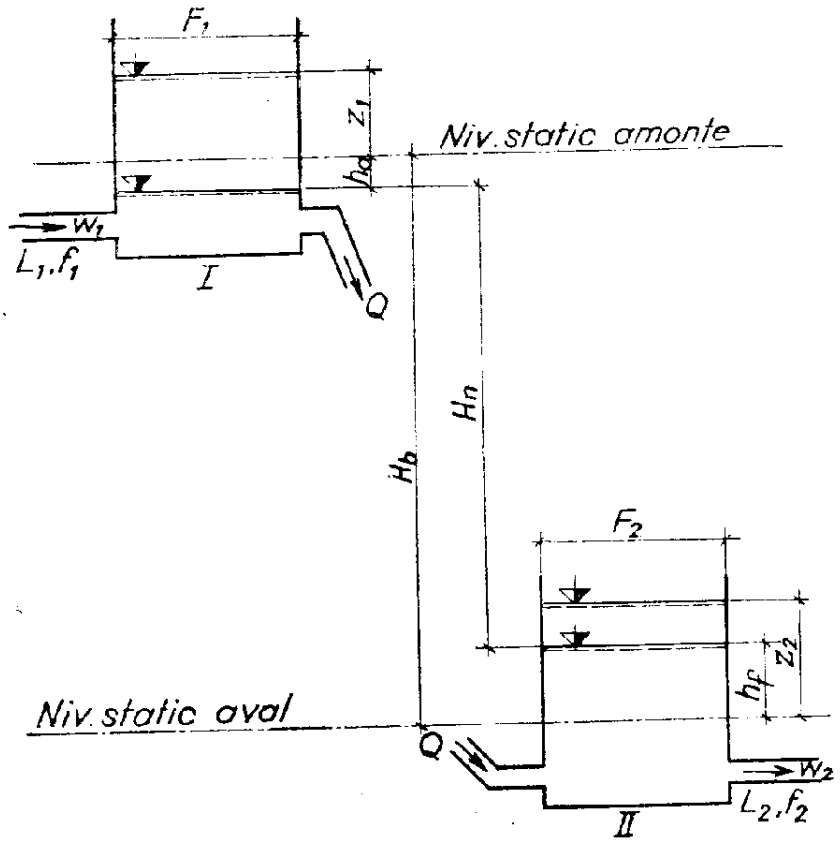


Fig. 16-60. Sistemul castel amonte—castel aval.

Discutînd soluţiile ecuaţiei caracteristice a sistemului de ecuaţii diferenţiale obţinut, se găsesc condiţiile analitice pentru ca sistemul fizic să fie stabil. Se obţine condiţia, analoagă condiţiei *Thoma*, pentru secţiunile limită inferioare ale castelelor:

$$\frac{1}{F_1}+\frac{1}{F_2}<\frac{2gH_n}{Q_0^2}\left[h_{a_0}\frac{f_1}{L_1}+h_{f_0}\frac{f_2}{L_2}\right]. \tag{164}$$

Se remarcă faptul că, dacă se ţine seama de expresiile secţiunii critice din condiţia *Thoma* pentru castelele considerate independent:

$$F_{1Th}=\frac{1}{2g}\left(\frac{Q_0}{f_1}\right)^2\frac{L_1f_1}{h_{a_0}H_n}; \tag{165}$$

$$F_{2Th}=\frac{1}{2g}\left(\frac{Q_0}{f_2}\right)^2\frac{L_2f_2}{h_{f_0}H_n}, \tag{166}$$

condiţia se mai poate scrie:

$$\frac{1}{F_1}+\frac{1}{F_2}<\frac{1}{F_{1Th}}+\frac{1}{F_{2Th}}, \tag{167}$$

ceea ce înseamnă că, dacă ambele castele satisfac condiţia Thoma, stabilitatea ansamblului este asigurată.

Stabilitatea se asigură însă și dacă unul din castele are secțiunea inferioară celei critice, cu condiția ca pe ansamblu condiția de stabilitate hidraulică să fie verificată.

Din studiul ecuațiilor caracteristice mai rezultă că în cazul căderilor mari, la care variațiile nivelului apei provocate de oscilațiile în castele sînt neglijabile ca mărime în raport cu căderea, sistemul este întotdeauna stabil indiferent de secțiuni.

Sistemul a două castele pe aducțiune. Poziția castelului intermediar corespunde joncțiunii cu o aducțiune secundară care debușează în aducțiunea principală, avînd un aport de debit Q_a.

Dacă se afectează cu indicele *1* castelul situat în amonte de conductele forțate și cu indicele *2* castelul intermediar, notațiile sînt cele curente și conforme cu figura 16-61.

Studiul de stabilitate se face pe baza ecuației caracteristice obținute prin folosirea transformatelor *Laplace* pentru sistemul de ecuații al ansamblului, scris în mărimile relative *Calame — Gaden* [10].

Exceptînd criteriile care se verifică întotdeauna, pentru cazurile practice rezultă:

$$F_1 > \frac{Q_0^2}{2gH_n} \frac{1}{\frac{h_{a1_0} f_1}{L_1} + \frac{h_{a2_0} f_2}{L_2}}; \tag{168}$$

$$F_2 \geqslant \frac{1}{h_{a_{2_0}}\left(1 - \frac{2h_{a1_0}}{H_n}\right)} \left[\frac{Q_0^2}{2gH_n}\left(\frac{L_1}{f_1} + \frac{L_2}{f_2}\right) - (h_{a1_0} + h_{a_{2_0}})\, F_1\right] \tag{169}$$

Se recomandă ca secțiunea ultimului castel să fie suficient de mare pentru stabilitatea sistemului la marile și micile oscilații.

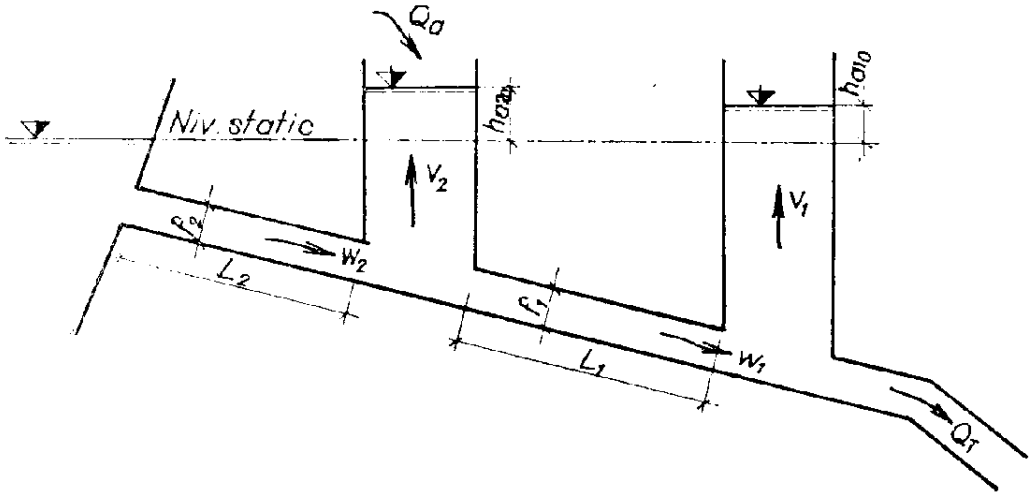


Fig. 16-61. Sistemul a două castele pe aducțiune.

§ 11. CALCULE STATICE

58. Sarcini de calcul

Pentru calculul căptușelilor puțului și ale galeriilor, ca și pentru calculul celorlalte părți constructive ale castelelor aeriene sau subterane, se iau în considerație următoarele sarcini:

— *Sarcini normale* (permanente și accidentale) produse de: presiunea apei la nivelul saltului maxim; greutatea proprie a căptușelii; împingerea masivului stîncos; presiunea de injecție; presiunea apei din masiv; diferența de temperatură dintre apa din castel și masivul stîncos; greutatea apei; presiunea vîntului; greutatea zăpezii; greutatea utilajului tehnologic.

— *Sarcini extraordinare* produse de: fenomenele seismice; probele de presiune pentru castel.

59. Calculul castelelor aeriene

Castelele aeriene sînt acționate de sarcinile normale produse de — presiunea apei la nivelul saltului maxim, — greutatea proprie a pereților, — diferența de temperatură dintre apa din castel și aerul înconjurător, — presiunea vîntului, — greutatea zăpezii și a eventualului utilaj tehnologic. Sarcinile extraordinare sînt cele provocate de mișcările seismice.

Pentru calculul pereților castelului se folosesc formulele rezervoarelor cilindrice calculate după teoria plăcilor curbe [12]. Schemele de calcul, diferențiate pentru castelul deschis și castelul acoperit, sînt prezentate în figura 16-62, *a*, *b*.

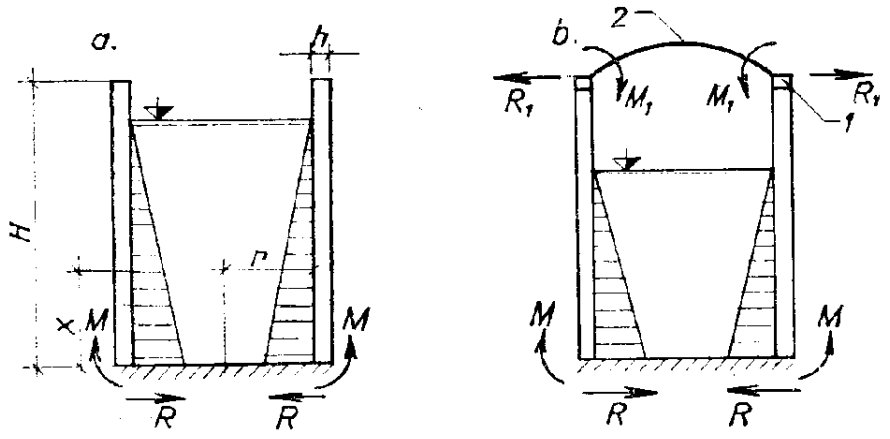


Fig. 16-62. Scheme statice de calcul pentru castelul aerian:
a — descoperit; *b* — acoperit; *1* — centură; *2* — cupolă.

Acoperirea se poate face cu cupole sau cu plăci circulare. Învelitoarea este solicitată de greutatea proprie, presiunea vîntului și greutatea zăpezii.

Pentru cupole se folosesc formulele învelitorilor de rotație încărcate simetric, calculate după teoria de încovoiere. Pentru plăci se folosesc formulele clasice referitoare la plăcile circulare încastrate sau simplu rezemate, sau la plăcile dreptunghiulare, în cazul că învelitoarea este rezemată pe grinzi intermediare.

60. Calculul camerelor și galeriilor de legătură

Sarcinile normale care se iau în calcul sînt: — presiunea apei din castel la salt maxim, — greutatea proprie a căptușelii, — împingerea masivului și a apei din masiv, — presiunea de injectare, — diferența de temperatură dintre apa din castel și masiv. Sarcinile extraordinare sînt reprezentate de solicitările seismice. Calculul se efectuează după aceeași metodologie ca la galeriile orizontale. La galeriile înclinate se consideră componentele sarcinilor pe planul perpendicular pe direcția galeriei.

Materialele folosite pentru căptușeala castelelor sînt betonul, torcretul și tabla de oțel. În funcție de natura rocilor în care se execută castelul se întîlnesc următoarele tipuri de căptușeli [2].

În cazul rocilor bune și foarte bune se folosesc căptușeli cu ancore și șpriț-beton (fig. 16-63, *a*), cu dublă căptușeală de beton (sau bolțari de beton) pre-

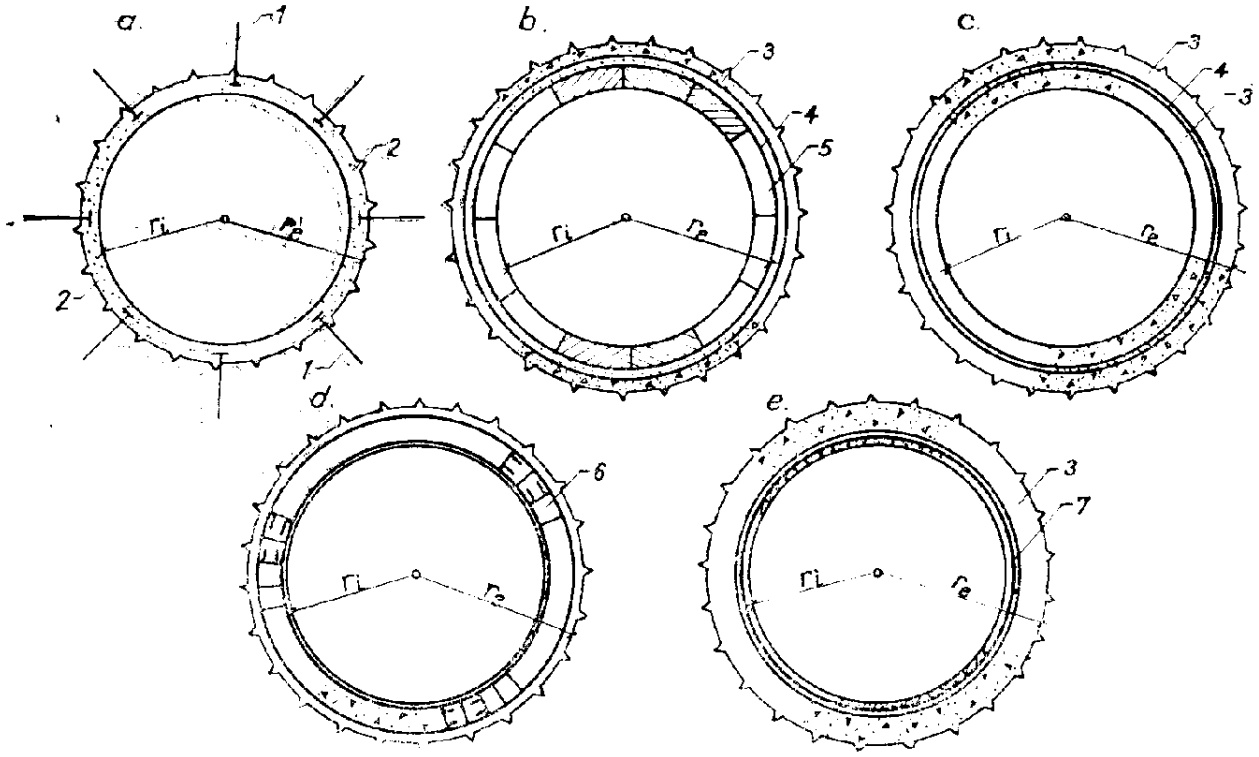


Fig. 16-63. Căptușeli pentru puțul castelelor în cazul rocilor bune și foarte bune:
a — cu ancore și șpriț-beton; *b* — cu bolțari; *c* — cu dublă căptușeală de beton; *d* — cu beton armat; *e* — cu beton și torcret armat; *1* — ancoră; *2* — șpriț-beton; *3* — inel de beton simplu; *4* — mortar injectat; *5* — bolțar; *6* — inel de beton armat; *7* — torcret armat.

comprimată prin injectare cu mortar de ciment (fig. 16-63, *b*, *c*), ca soluții moderne, și căptușeli de beton armat (fig. 16-63, *d*) sau beton și torcret (fig. 16-63, *e*), ca soluții clasice.

În cazul rocilor slabe căptușirea excavației se face cu cămășuială în trei straturi, de beton, beton armat și torcret (fig. 16-64, *a*), sau cu beton și tolă metalică (fig. 16-64, *b*), în soluțiile clasice, și din beton armat cu armătură postîntinsă (fig. 16-64, *c*), în soluție modernă.

Cînd rocile sînt slabe, permeabile, și excavația are diametru mare, nu este posibilă menținerea rocii cu sprijiniri care să lase liberă toată secțiunea. Se folosește căptușeală de beton, cu legarea masivului prin ancore și precomprimare cu vinciuri plate (fig. 16-64, *d*).

Tipurile descrise mai sus se utilizează atît în cazul galeriilor orizontale sau înclinate (camere, accese) cît și în cazul puțurilor.

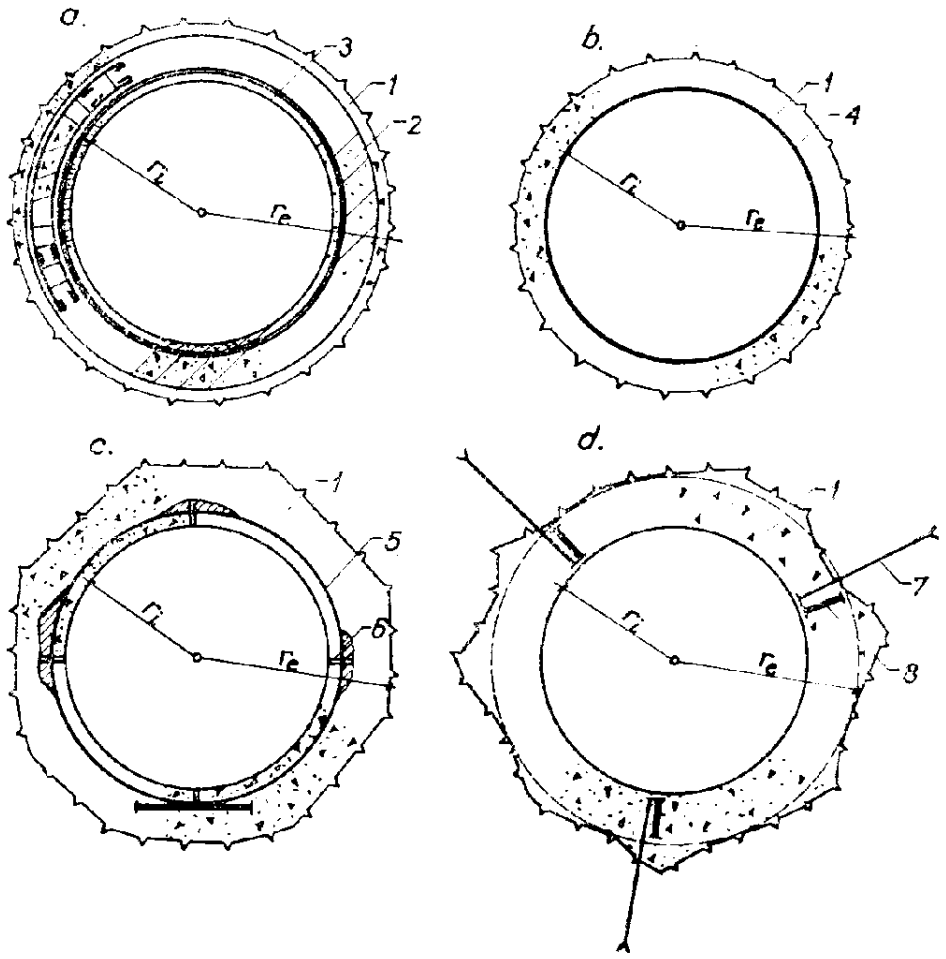


Fig. 16-64. Căptușeli pentru puțul castelului în cazul rocilor slabe și permeabile:

a — în trei straturi; *b* — cu inel de beton și tolă metalică; *c* — cu inel de beton armat cu armătură postîntinsă; *d* — cu sprijinire cu ancore și postcomprimare cu vinciuri plate; *1* — inel de beton simplu; *2* — inel de beton armat; *3* — torcret armat; *4* — tolă; *5* — armătură postîntinsă; *6* — știuț pentru injectare; *7* — ancoră; *8* — presă plată.

Pentru a se asigura o conlucrare bună cu roca, se fac injecții cu lapte de ciment la contactul beton-rocă și pe o adîncime de 3 ... 4 m în rocă. Presiunea de injectare este de (1,5 ... 2) ori presiunea de lucru. La căptușelile blindate cu tolă presiunea de injectare se alege astfel încît să nu producă voalarea tolei. Dacă presiunea exterioară este mare și ancorarea în beton rezultă neeconomică, se execută drenaje exterioare sau interioare, care descarcă presiunea apei din masiv.

61. Calculul puțurilor verticale

Un puț vertical este solicitat în condiții normale de: — presiunea apei la nivelul saltului maxim, — greutatea proprie a căptușelii, — împingerea masivului stîncos (eventual și a apei din masiv), — diferența de temperatură dintre apa din interior și rocă. În condiții extraordinare se introduc și solicitările produse de cutremur.

În ipoteza mediului elastic ideal, presiunea masivului la adîncimea z de la suprafața terenului este:

$$p_z = \frac{\gamma}{1 - \mu^2} z, \tag{170}$$

unde γ este greutatea volumetrică a rocii și $\mu = 0{,}20 \ldots 0{,}50$ este coeficientul lui Poisson pentru masiv.

În cazul existenței mai multor straturi de rocă (fig. 16-65), *Timbarevici* indică următoarea formulă [2]:

$$p_z = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \ldots + \gamma_n h_n) \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi_n}{2}, \tag{171}$$

φ_n fiind unghiul de frecare pentru rocile de la nivelul considerat.

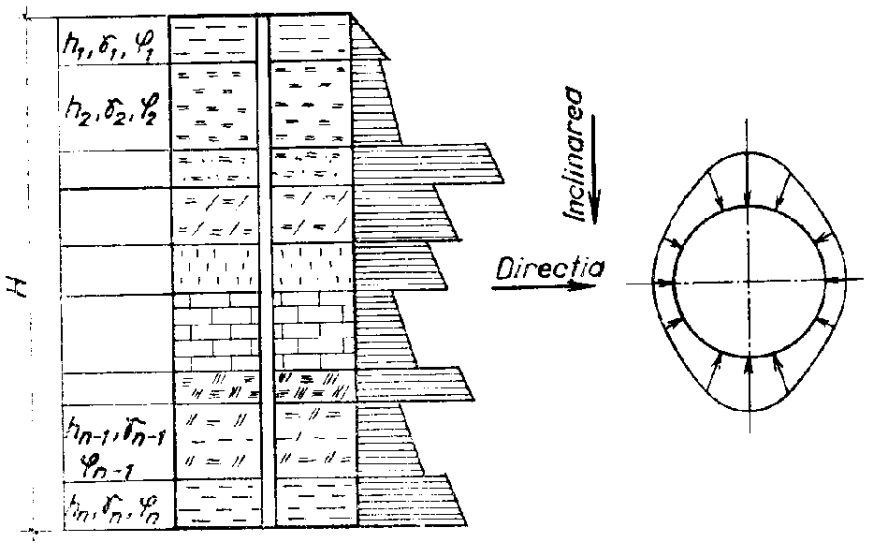


Fig. 16-65. Împingerea masivului în cazul rocilor stratificate.

În cazul straturilor înclinate presiunea este asimetrică. Dat fiind că în general această asimetrie este foarte mică nu se ţine seama de ea. Este de remarcat că în realitate rocile nu sînt corpuri ideale cu o distribuţie uniformă a presiunii pe perimetrul excavat. În plus, valoarea şi repartiţia acesteia este influenţată de: unghiul de înclinare al straturilor, de fisurarea rocilor, de afluenţa apelor, de metoda de excavare şi de modul de susţinere, de coeficientul de tărie al rocii etc.

Forţa seismică este dată de relaţia $S = KQ$, în care K este coeficientul de seismicitate, iar Q este greutatea elementului împreună cu sarcinile utile.

Calculul eforturilor în căptuşeală se face pentru fiecare sarcină în parte:

Eforturi tangenţiale:

— din presiunea interioară:

$$\sigma_{tpi} = -p_i \frac{t^2 + A}{t^2 - A}, \tag{172}$$

unde:

$$A = \frac{0{,}01\,E - (1 + \mu)\,K_0}{0{,}01\,E + (1 - \mu)\,K_0};$$

$$t = \frac{r_e}{r_i};$$

E — modulul de elasticitate al căptuşelii:

r_i, r_e — raza interioară, respectiv exterioară a căptuşelii:

— din presiunea exterioară:

$$\sigma_{tpe} = 2p_e \frac{t^2}{t^2 - 1}; \tag{173}$$

— din diferenţa de temperatură Δt apă-masiv:

$$\sigma_{t_t} = -\frac{1}{1 - \mu^2}\,\alpha_b E\,\Delta t, \tag{174}$$

unde α_b — coeficientul de dilatare al betonului $(1 \ldots 1{,}35) \times 10^{-5}$. Efortul tangenţial total este:

$$\sigma_t = \sigma_{tpi} + \sigma_{tpe} + \sigma_{t_t}. \tag{175}$$

Pentru căptuşelile din mai multe straturi se calculează modulul de elasticitate echivalent:

$$E_{ech} = \frac{\Sigma E_i\,d_i}{\Sigma d_i}, \tag{176}$$

unde d_i — grosimea căptuşelilor.

Eforturi longitudinale:

— din greutatea proprie:

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega}, \tag{177}$$

unde:

N — greutatea căptușelii deasupra secțiunii considerate;

Ω — secțiunea la nivelul considerat.

— *din efectul Poisson:*

$$\sigma_p = \mu\sigma_t. \tag{176}$$

Efortul longitudinal total este:

$$\sigma_l = \sigma_g + \sigma_p. \tag{177}$$

Verificarea se face pentru efortul echivalent, corespunzător celei mai dezavantajoase ipoteze de încărcare.

§ 12. ELEMENTE CONSTRUCTIVE

62. Izolarea termică și încălzirea castelelor

Castelele aeriene amplasate în condiții climatice aspre sînt supuse pericolului de îngheț, datorită mișcării reduse a apei din castel. Prevenirea înghețului se poate face printr-o izolare termică corespunzătoare și prin încălzirea apei din castel. Izolarea se asigură prin realizarea unei cămăși termoizolatoare, sau prin construcția unor pereți dubli la castel.

Modalitățile de încălzire ale castelului sînt foarte variate, în principal utilizîndu-se: — trecerea unor curenți de aer cald între pereții castelului atunci cînd sînt pereți dubli; — încălzirea apei din castel cu rezistențe electrice; — trimiterea unor curenți de aer sau apă caldă în masa de apă din castel.

Calculul termic se face pornind de la bilanțul intensităților de încălzire și de disipare a căldurii apei prin pereți în mediul exterior (apa se presupune la 0°C, iar în exterior se admite temperatura minimă însoțită de vînt puternic).

63. Evacuarea aerului

În cazul castelelor acoperite, la variațiile nivelului apei produse de salt se produce evacuarea, respectiv pătrunderea, unui volum de aer corespunzător, prin spații anume prevăzute la partea superioară a construcției. Secțiunea de ieșire sau intrare a aerului (corespunzător unei viteze de circa 60 ... 70 m/s) trebuie să fie cel puțin 0,06 din secțiunea derivației.

64. Urmărirea nivelurilor

Pentru a urmări în permanență situația oscilațiilor în castel, în pereții săi se prevăd prize de nivel care transmit în sala de comandă a centralei nivelul oglinzii apei din castel. Uneori variația nivelului se înregistrează, diagramele de oscilații servind și pentru confruntarea calculelor cu situația din natură.

65. Dispoziția camerelor

Radierul camerei superioare se așază deasupra cotei maxime din lac la viituri. În cazul unor pierderi de sarcină mari pe aducțiune, se poate situa și mai jos, pe baza unui calcul tehnico-economic. Radierul trebuie să aibă o înclinare de cel puțin 1% spre puț, pentru a da posibilitatea de scurgere a apei în cazul golirii camerei.

Dacă camera superioară este prevăzută cu perete deversant, la baza peretelui se plasează orificii pentru scurgerea apei. Secțiunea orificiilor se determină din condiția ca și la a doua urcare a apei să nu se depășească cota maximă, camera fiind în această fază parțial plină cu apă. Dacă orificiile rezultă cu secțiune prea mare, sînt necesare clapete articulate, care să se închidă la urcarea apei în puț și să se deschidă la creșterea presiunii în cameră.

Volumul camerei inferioare trebuie să asigure furnizarea debitului corespunzător celei mai mari variații de sarcină. Radierul camerei inferioare trebuie să aibă o pantă de cel puțin 1% înspre puț. La tavanul camerei se prevede o contrapantă înspre puț de minimum 1,5% pentru a permite evacuarea aerului, în fazele în care nivelul apei crește de jos în sus.

66. Racordul cu aducțiunea

Diametrul conductei sau puțului vertical de legătură cu aducțiunea trebuie să satisfacă condiția reflectării complete a loviturii de berbec. Diametrul acestui element de racord trebuie să fie mai mare decît diametrul aducțiunii.

Diferența de nivel dintre cheia aducțiunii și nivelul minim din castel trebuie să fie de ordinul a 2 ... 3 m.

§ 13. CASE DE VANE

67. Case de vane

Conducta sau galeria forțată este prevăzută, imediat în aval de castel și uneori și înainte de racordul cu turbinele, cu vane de diferite tipuri și cu dispozitive de protecție împotriva vidului. Vanele superioare trebuie să închidă accesul apei în conductă la reparații și revizii, să regleze intrarea apei la umplerea conductei și să închidă rapid conducta în cazul unei avarii. Vanele de la intrarea în turbine se prevăd pentru a evita pierderile de apă datorite neetanșeității aparatului director, pierderi care se produc în orele de stagnare a agregatului. De asemenea deconectarea rapidă a turbinelor, fără golirea și umplerea complicată a conductelor forțate, justifică adoptarea de vane și în partea inferioară.

Vanele de la partea inferioară sînt așezate fie înainte de clădirea centralei, cînd au o încăpere sau o cavernă proprie, fie chiar în clădirea centralei și atunci sînt deservite de podul rulant și de instalațiile auxiliare din sala mașinilor.

Vanele de la partea superioară sînt dispuse în *casa vanelor* care este o încăpere special amenajată pentru a asigura protecția față de intemperii a vanelor și a dispozitivelor de manevră (fig. 16-67, 16-68, 16-69). În casa vanelor se asigură și spațiile necesare montării și demontării vanelor și mecanismelor pentru revizii și reparații. Gabaritele casei vanelor sînt indicate de furnizorul echipamentului, pornind tocmai de la aceste funcționalități.

Echipamentul adăpostit în casa vanelor cuprinde (fig. 16-66):

— *Vana principală* (vana de serviciu) are funcția de a închide și deschide accesul apei pe conductele forțate. Această operație se produce destul de rar. În același timp această vană se închide automat în cazul avariei conductei sau galeriei forțate și uneori și în cazul ieșirii din funcțiune a turbinei. Dat fiind că nu se cere o etanșeitate perfectă, pentru vana principală se aleg vane mai simple și mai ieftine, cele mai folosite fiind vanele fluture. Se mai utilizează vane cilindrice, la diametre mici, și vane plane cu închidere rapidă, la diametre mari. Comanda de închidere este asigurată de obicei de o membrană de presiune plasată în curent. La viteza de regim pe conductă, presiunea de impact pe membrană este echilibrată de o contragreutate sau de un resort. La depășirea acestei viteze, echilibrul dinamic este stricat și, printr-un releu, deplasarea membranei comandă închiderea vanei.

— *By-passul* (conducta de ocolire) realizează umplerea conductei forțate cu un debit redus (1/20 din debitul instalat), pentru a evita șocul unei mase mari de apă în cădere. Tot el permite să se egaleze presiunea pe cele două fețe ale vanei principale, pentru deschideri comode sau deblocări, și poate goli zona din amonte vanei printr-o ramificație de evacuare.

— *Ventilele de aerisire*, dispuse în aval de vane, evită apariția depresiunilor în conductă la închideri bruște și permit evacuarea aerului la umplerea conductei. Uneori, pentru mai multă siguranță, se prevăd două ventile succesive.

— *Vana auxiliară* (vana batardou) este dispusă în amonte de vana principală. Este de obicei o vană fluture care se comandă electromecanic.

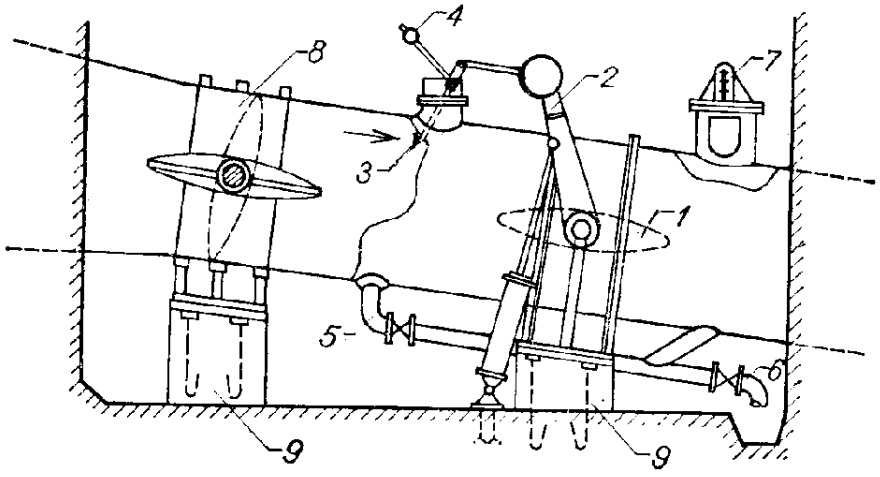


Fig. 16-66. Echipamentul din casa vanelor:
1 — vană principală; *2* — dispozitiv de manevră; *3* — membrană de presiune; *4* — contragreutate; *5* — by-pass; *6* — golire; *7* — ventil de aerisire; *8* — vană batardou; *9* — fundație.

Cînd tronsonul forțat se execută sub formă de conductă aeriană, casa de vane este dispusă la zi. Adeseori ea face corp comun cu portalul de ieșire și reprezintă în același timp primul masiv de ancoraj al conductei forțate (fig. 16-38, 16-67). Dimensiunile interioare sînt determinate de gabaritele echipamentului, iar partea masivă de beton rezultă din calculele de stabilitate sub acțiunea forțelor transmise de conductă. Fundarea se face în mod obligatoriu pe rocă sănătoasă, cu tratările și profilarea cunoscută.

La centralele subterane tronsonul forțat se execută în subteran și în consecință și casa de vane. În schemele clasice (fig. 16-68, 16-69) casa vanelor se dispune într-o cavernă proprie pe traseul galeriei forțate. Fiind situată în roci bune și foarte bune — ca și traseul aducțiunii — nu apar probleme constructive deosebite. Pereții casei se realizează prin simpla căptușire a conturului excavat. Accesele sînt asigurate de obicei de galeriile care au servit la execuția ansamblului de presiune. Probleme speciale sînt ridicate de climatizarea și ventilarea cavernei, pentru a asigura condiții normale de lucru pentru personalul de exploatare și pentru vane și echipament.

La casa vanelor dispusă la capătul amonte al aducțiunii *U.H. Argeș* (fig. 16 — 68) vana batardou este o vană plană, iar cea de manevră o vană fluture. Caverna are dimensiuni mari, cerute de gabaritul vanei plane. Pentru a ușura montajul și întreținerea, în cavernă s-a instalat un pod rulant.

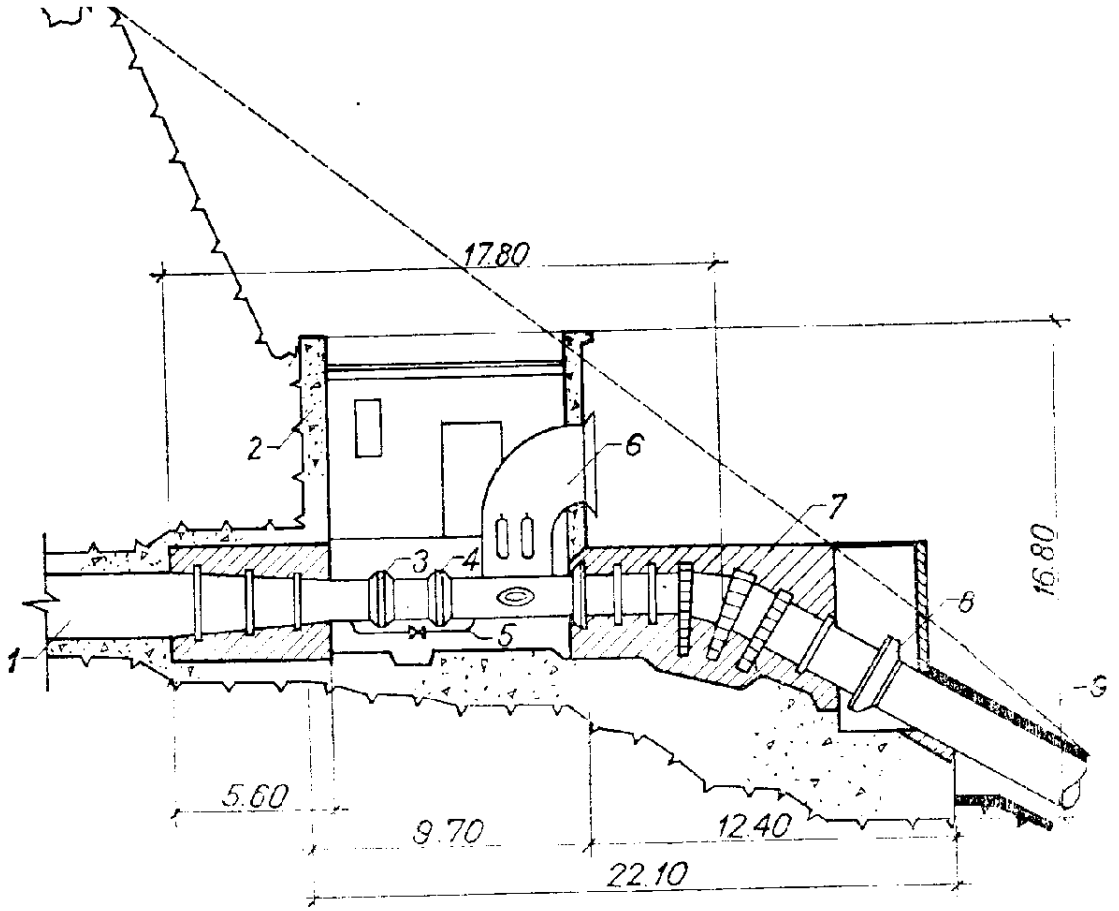


Fig. 16-67. Casa vanelor de la U.H. Moroeni:

1 — galerie de aducțiune; *2* — portal de ieșire; *3* — vană batardou; *4* — vană principală; *5* — by-pass; *6* — aerisire; *7* — masiv de ancoraj; *8* — manșon de dilatație; *9* — conductă forțată.

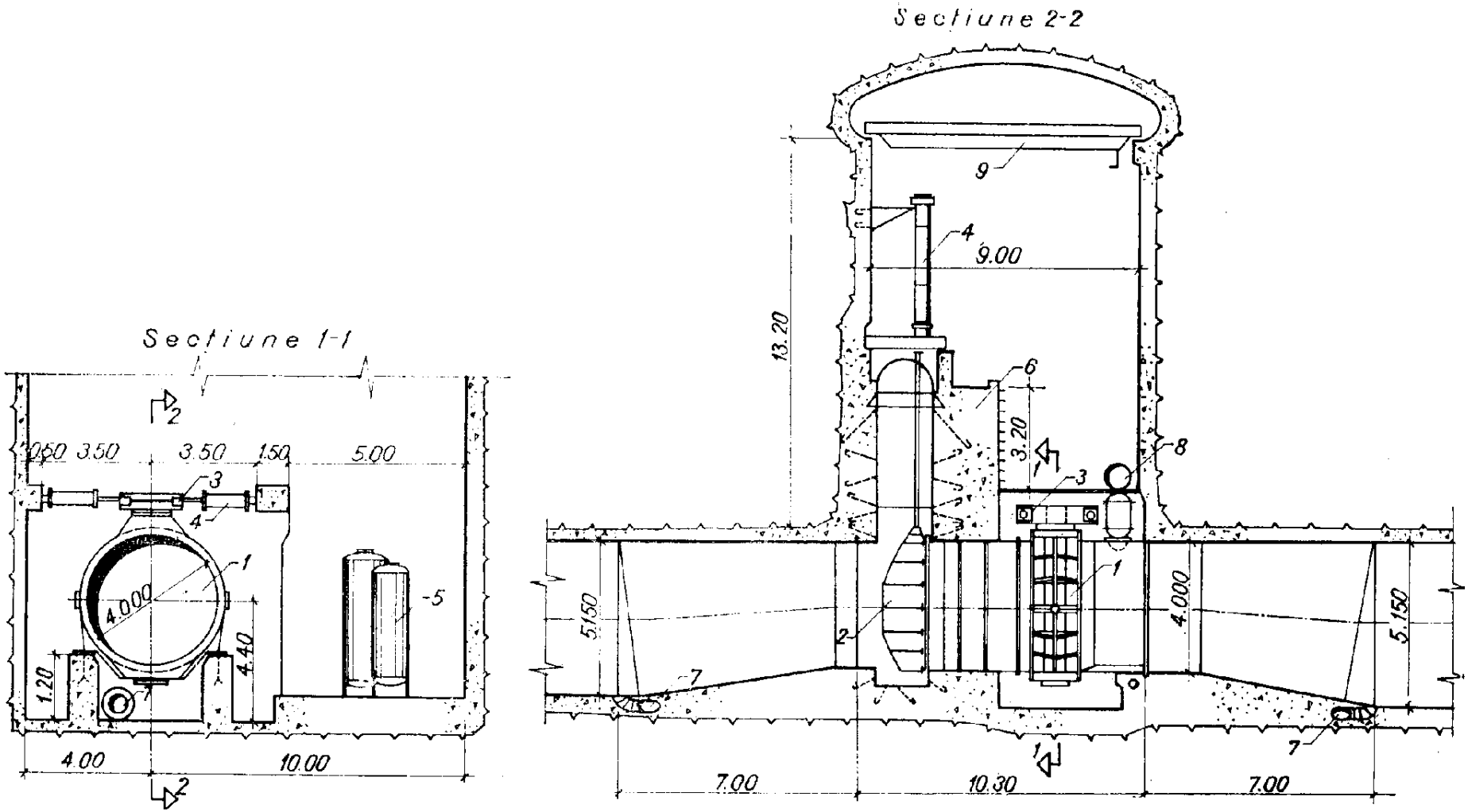


Fig. 16-68. Casa vanelor de la priza galeriei de aducțiune a U.H. Argeș:

1 — vană principală; *2* — vană batardou; *3* — dispozitiv de manevră; *4* — acționare cu ulei sub presiune; *5* — rezervor; *6* — beton de înglobare; *7* — by-pass; *8* — ventil de aerisire; *9* — pod rulant.

Caverna casei vanelor de la intrarea pe galeria forțată de la *U.H. Lotru* adăpostește cele două vane fluture de 4,0 m diametru (fig. 16-69). Galeria de acces și spațiile funcționale au servit în execuție la excavații și la montarea virolelor metalice de la galeria forțată.

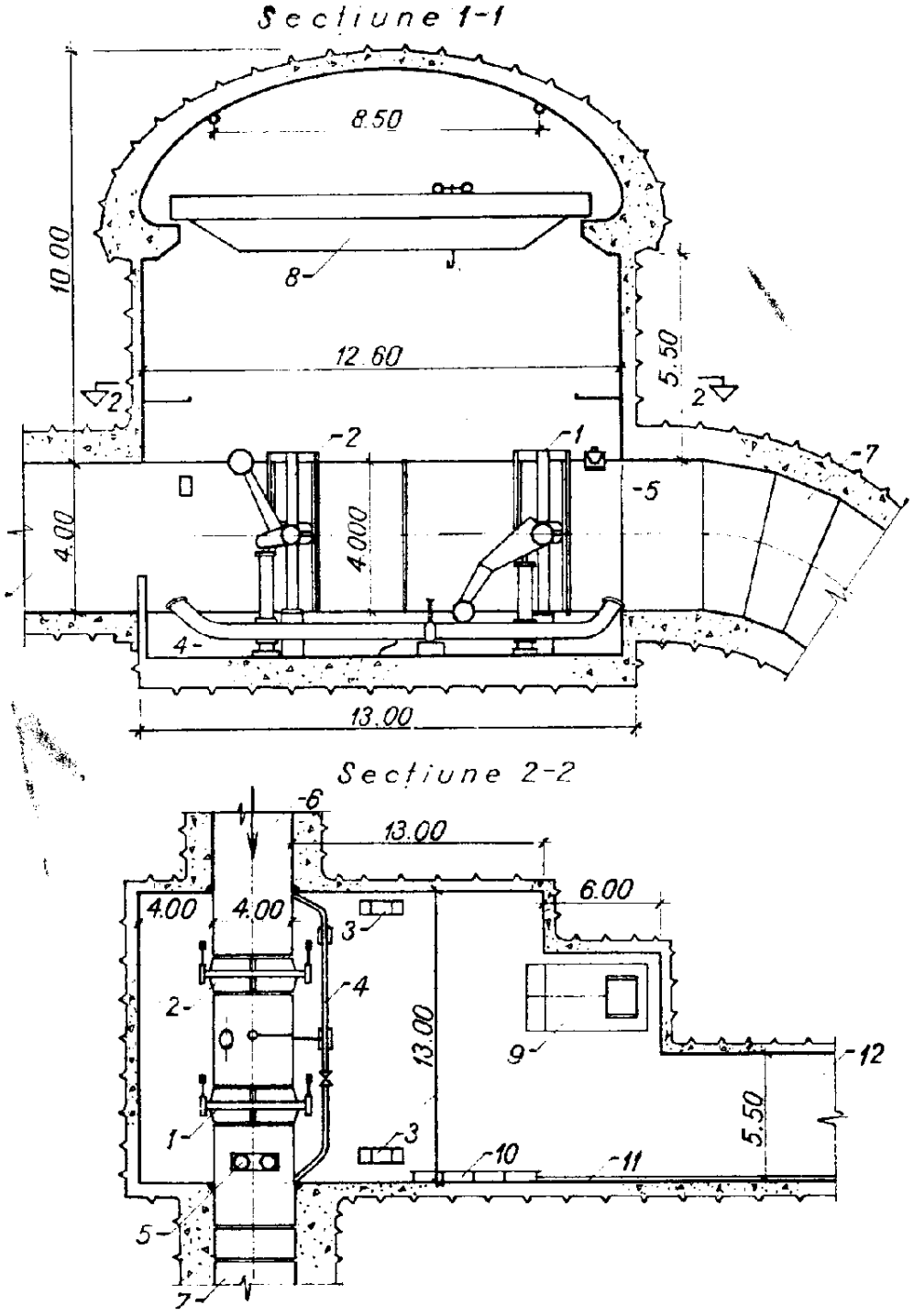


Fig. 16-69. Casa vanelor de la galeria forțată a U.H. Lotru:

1 — vană principală; *2* — vană batardou; *3* — grup de acționare; *4* — by-pass; *5* — ventil de aerisire; *6* — galerie de aducțiune; *7* — galerie forțată; *8* — pod rulant; *9* — troliu; *10* — panou electric; *11* — cabluri; *12* — galerie de acces.

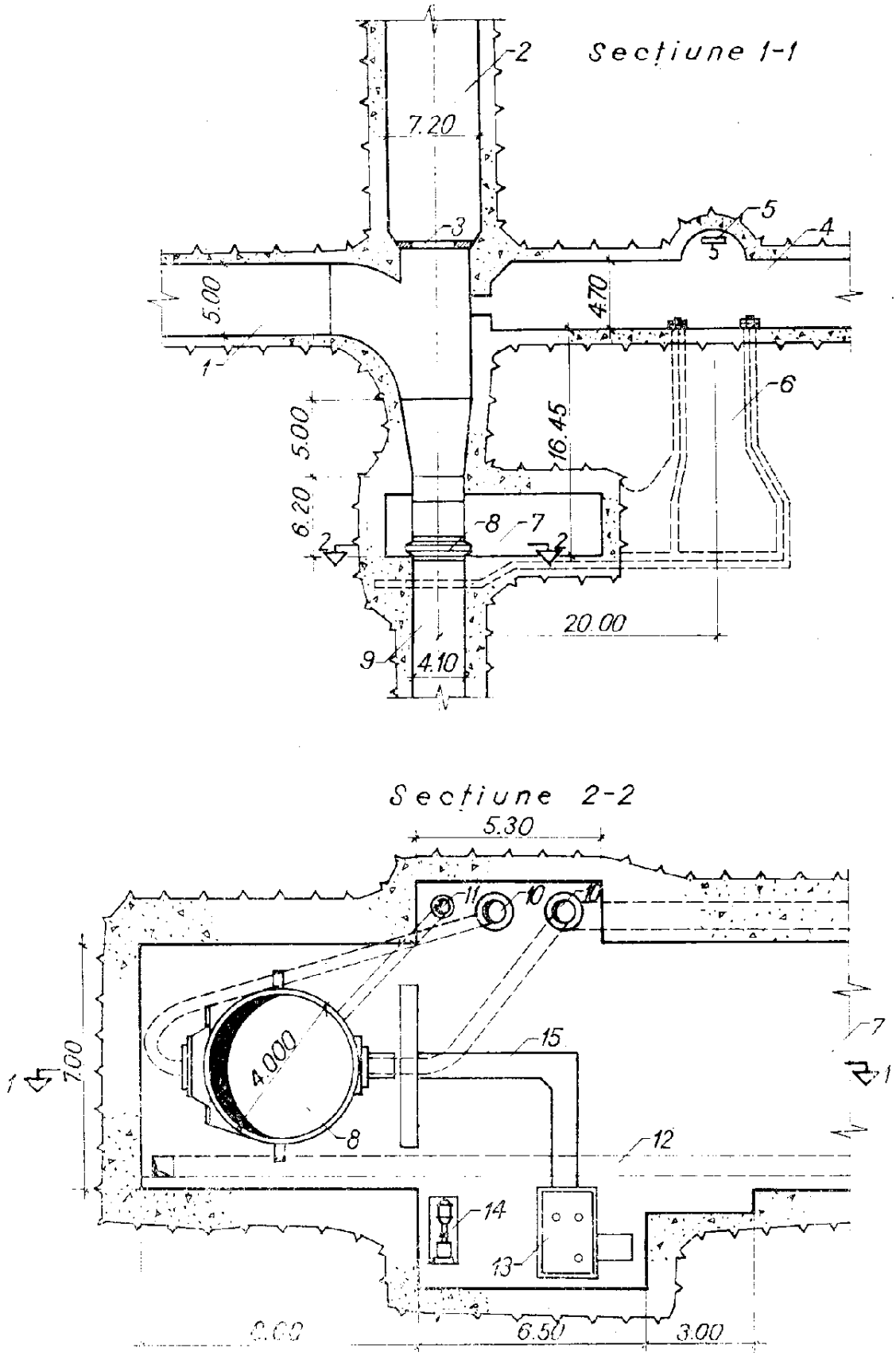


Fig. 16-70. Casa vanelor de la puțul forțat al U.H. Argeș:

1 — aducțiune; *2* — castel de echilibru; *3* — diafragmă; *4* — galerie de acces; *5* — palan; *6* — puț de acces la etajul casei vanelor; *7* — casă de vane; *8* — vană; *9* — puț forțat; *10* — ventil de aerisire; *11* — by-pass; *12* — ventilație; *13* — rezervor de ulei sub presiune; *14* — compresor; *15* — comanda manevrei.

O dispoziție interesantă o are casa de vane de la *U.H. Argeș* (fig. 16-70). Vana este plasată pe puțul forțat, în poziție verticală, nefiind dublată de o vană de serviciu. Caverna instalațiilor de manevră se găsește sub zona de racord cu castelul. Accesul echipamentului și al personalului se face printr-o galerie orizontală, care în timpul execuției a servit drept galerie de atac.

68. Caracteristici și tipuri de vane

Vanele sînt echipamente de închidere și reglare a debitului, dispuse pe conductele și galeriile de aducțiune sau forțate. Aceste echipamente au de obicei secțiunea de curgere de forma conductei sau galeriei pe care sînt amplasate (circulare sau, mai rar, dreptunghiulare).

Specificul funcționării vanelor constă în următoarele [13]:

— Vanele lucrează sub presiune hidrostatică mare. Din această cauză revizia și întreținerea lor este destul de dificilă. Aceasta conduce la alegerea cu mare atenție a materialului de fabricație al vanelor, care trebuie să fie de bună calitate și cu rezistențe mari.

— Diametrul vanelor este, de obicei, egal cu diametrul conductelor pe care se amplasează. În acest fel se evită formarea de curenți turbionari și de zone de vacuum în zona variațiilor bruște de secțiune, ca urmare a vitezelor mari de curgere. Cînd se urmărește reducerea costului vanelor, prin micșorarea diametrului, se prevăd zone de racord amonte și aval, pe lungimi suficient de mari.

— Vanele trebuie să asigure o bună etanșeitate în poziția închis, pentru a preveni apariția de pierderi de apă sau înghețarea apei infiltrate pe lîngă etanșări. În alcătuirea corpurilor înglobate și a etanșărilor se asigură constructiv imposibilitatea depunerii de aluviuni sau de alte corpuri mărunte.

— Pentru revizia vanelor este necesar să se dispună de incinte, care se pun la uscat prin intermediul unor batardouri, sau vane cu rol de batardou, amplasate în amonte și aval (dacă este cazul) de ele.

După alcătuirea lor constructivă, se întîlnesc următoarele tipuri de vane:

— *vane plane* (fig. 16-71 și 16-72), care de obicei sînt folosite ca vane batardou; dealtfel la presiuni mai mari de 2 atmosfere nu se folosesc la reglarea debitelor;

— *vane segment*, care se amplasează pe golirile de fund;

— *vane fluture* (fig. 16-73), care se folosesc ca vane de siguranță, amplasate pe conductele forțate sau pe golirile de fund; se folosesc rar la reglarea debitelor;

— *vane sferice* (fig. 16-74), care au aceleași utilizări ca și vanele fluture;

— *vane cilindrice* (fig. 16-75), care sînt cele mai avantajoase, din punct de vedere hidraulic, pentru reglarea debitelor;

— *vane conice cu con fix* (fig. 16-76) și *vane cu jet gol — Johnson* (fig. 16-77), care se folosesc la golirile de fund ale barajelor, ca organe de reglare și închidere.

Vanele pot fi manevrate prin următoarele trei tipuri de acționări [14]:

— *acționare cu comandă directă* și locală, care poate fi manuală, electromecanică sau hidromecanică;

— *acționare prin telecomandă* de la distanță, care poate fi electromecanică, hidromecanică, completată cu relee și instalații de telecomandă;

— *acționare automată*, care poate fi gravitațională, hidromecanică, electrică sau electromecanică.

69. Vane plane

La vanele plane organul de închidere este deplasat paralel cu secțiunea transversală a conductei, respectiv ortogonal față de direcția de curgere.

Pentru presiuni mici, de 2,0 ... 2,5 at, vana plană poate avea forma dreptunghiulară. În acest caz ea se compune dintr-o construcție metalică, asemănătoare cu a stavilelor plane, avînd în plus dispozitive de etanșare și la partea superioară (respectiv pe întregul contur).

Pentru presiuni mari, vana plană are secțiunea circulară. Organul de închidere — lentila — la poziția deschis intră într-o carcasă specială.

După presiunea din conductă, vanele plane se clasifică în [14]: *vane de joasă presiune*, $p < 6$ at; *vane de presiune mijlocie*, 6 at $< p <$ 10 at; *vane de mare presiune*, $p >$ 10 at.

Cele mai multe tipuri de vane plane se închid în sarcină, dar se deschid numai după ce s-a creat contrapresiune din aval, egală cu presiunea din amonte. Operația se realizează prin umplerea și punerea sub sarcina din amonte a tronsonului din aval de vană, prin intermediul unei conducte de ocolire. Este deci necesar ca în aval de vana plană să existe o vană de alt tip (ajutătoare), care se manevrează ușor sub presiune. S-au realizat și vane plane care închid și deschid la plină sarcină, dar constructiv acest tip înrăutățește condițiile hidraulice de curgere.

Forma organului de închidere determină tipul constructiv de vană. Astfel se deosebesc: vana plană simplă (fig. 16-71, *a*), vana pană (fig. 16-71, *b*), vana plană ochelari (fig. 16-72).

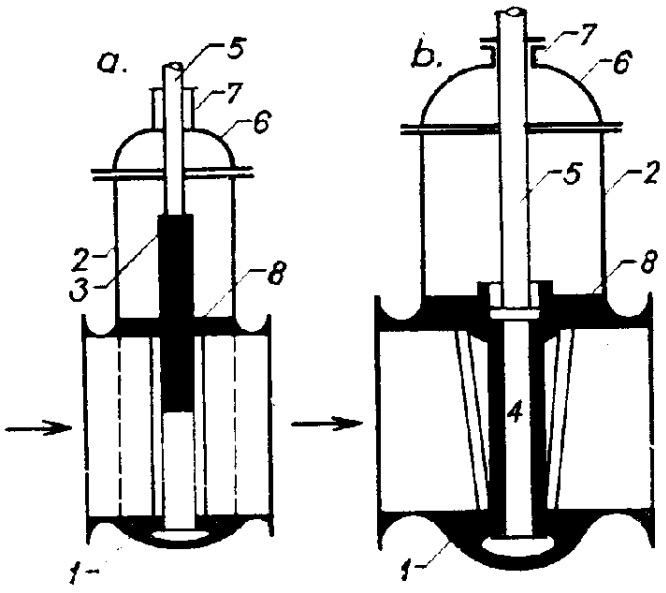
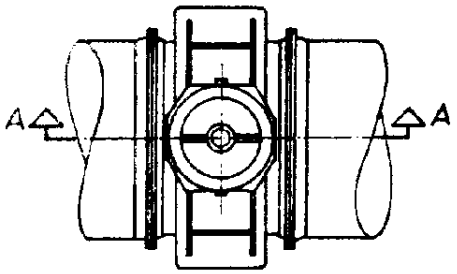
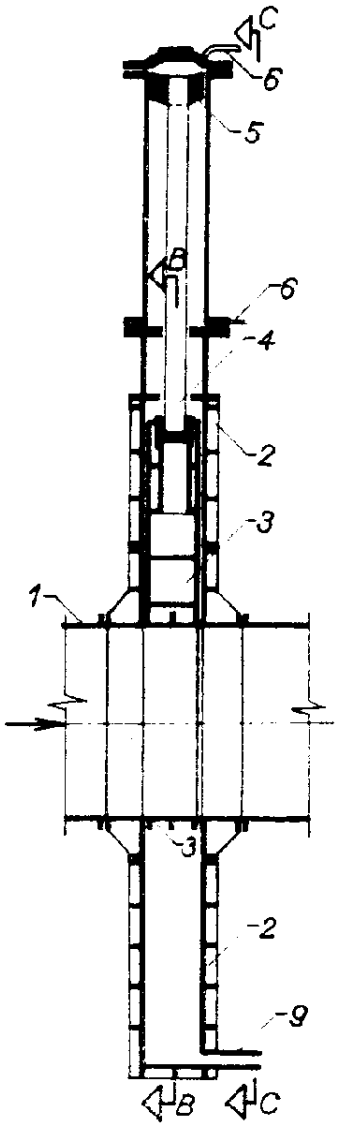


Fig. 16-71. Vană plană:
a — simplă; *b* — tip pană; *1* — corpul vanei; *2* — carcasă; *3* — lentilă; *4* — pană; *5* — tijă de manevră; *6* — capac; *7* — presetupă; *8* — inel de etanșare.



Secțiune A-A



Secțiune C-C Secțiune B-B

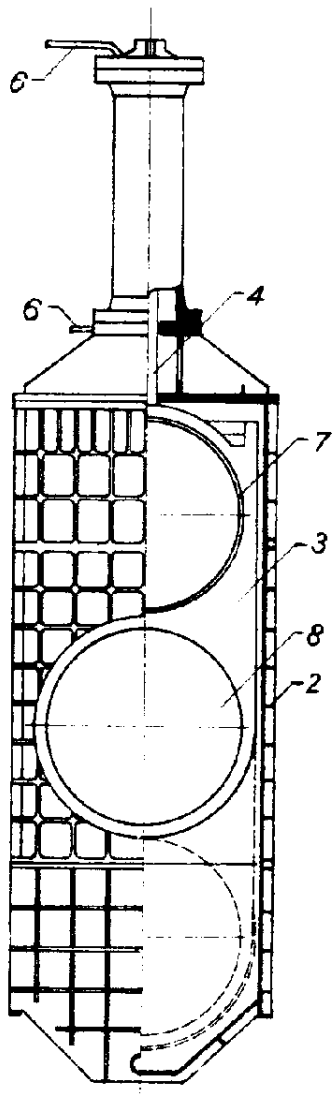


Fig. 16-72. Vană plană ochelari:

1 — conductă; *2* — carcasă; *3* — organ de închidere; *4* — tija pistonului de acționare; *5* — piston; *6* — conductă de ulei sub presiune; *7* — etanșare; *8* — gol circular; *9* — dren.

Vana plană simplă are următoarele dezavantaje:

— manevra executîndu-se sub presiune, prin frecare se produce uzura puternică a garniturilor de etanșare;

— în poziția deschis au loc pierderi locale de sarcină, ca urmare a întreruperii continuității conductei.

Din preocuparea de a elimina aceste două dezavantaje principale au apărut celelalte două tipuri de vane.

Vana pană elimină în mare parte primul dezavantaj al vanei plane simple, deoarece prin forma de pană a lentilei, în timpul manevrei are loc o așezare a acesteia pe conturul de etanșare, fără frecări.

Vana plană ochelari elimină cel de-al doilea dezavantaj al vanei plane simple, prin aceea că lentila, în poziția deschis, are o formă inelară, cu diametrul orificiului egal cu diametrul conductei. În acest caz pierderile hidraulice se pot chiar neglija. Dezavantajul acestui tip de vană, pe lîngă uzura etanșărilor, este că are un gabarit mare pe înălțime. Astfel, înălțimea totală este de circa 7,7 D și casa vanelor necesită circa 10 D (D fiind diametrul interior al conductei).

Modul de acționare al vanelor plane este funcție de tipul vanei, de amplasarea sa și de sarcina la care lucrează. Acționarea hidromecanică reprezintă sistemul cel mai sigur și mai economic aplicat la vanele de diametre și presiuni mari.

Vanele plane de formă circulară se folosesc pentru presiuni cuprinse între 3 și 65 at, cu diametre variind respectiv între 2,70 m și 0,65 m. Opt vane de tip ochelari sînt amplasate pe golirile de fund ale barajului *Izvorul Muntelui-Bicaz* ($D = 2{,}5$ m, $p = 8{,}3$ at).

70. Vane segment

Aceste vane sînt asemănătoare constructiv cu stavilele segment cu nivel liber, dar, pentru că lucrează sub presiune, este necesar ca întreg conturul lor să fie prevăzut cu elemente de etanșare. Axul de rotație al vanei se amplasează de obicei în aval; uneori se amplasează și în amonte și în acest caz se micșorează greutatea brațelor vanei (ca elemente întinse și nu comprimate). Amplasarea axului de rotație în amonte complică însă construcția și fixarea articulațiilor pe reazem.

Vanele segment se folosesc pentru căderi pînă la 30 ... 40 m și acoperă orificii de 25 ... 30 m^2. Avantajul lor constă în faptul că asigură o închidere sigură cu forțe de ridicare mici. Acționarea se face hidromecanic, cu ajutorul unor tije articulate puse în mișcare de un servomotor.

71. Vane fluture

Corpul de închidere, sub formă de lentilă, are o mișcare de rotație în jurul unui ax vertical sau orizontal și este de formă circulară (fig. 16-73). Prin construcție lentila are o mică excentricitate față de axul de rotație, pentru ca la poziția închis să se realizeze un moment de închidere, care să mențină o bună etanșare.

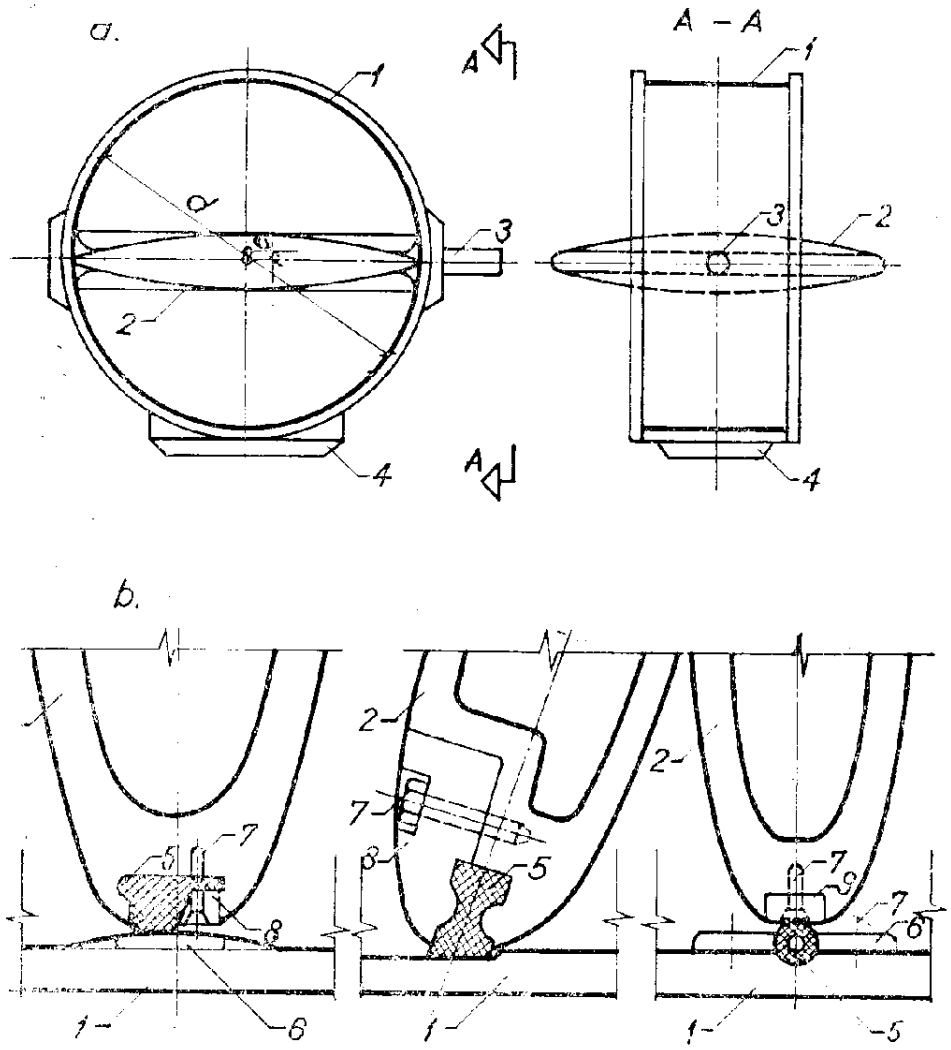


Fig. 16-73. Vană fluture:

a — alcătuire constructivă; *b* — detalii de etanşare; *1* — carcasă; *2* — lentilă; *3* — ax de rotire; *4* — batiu; *5* — etanşare; *6* — tolă de oţel; *7* — bulon; *8* — piesă de fixare a garniturii; *9* — piesă de etanşare.

Unghiul dintre axul conductei şi lentilă poate fi $\alpha = 75° \ldots 90°$ pentru poziţia închis şi $\alpha = 0$ pentru poziţia deschis.

Etanşarea vanei se realizează cu ajutorul unor inele de cauciuc fixate pe lentilă, care la închidere sînt presate pe carcasă.

Rotaţia lentilei se efectuează cu ajutorul unui dispozitiv de acţionare mecanică sau hidraulică, care antrenează axul de rotire. La vanele care au funcţiuni şi de reglare a debitului, dispozitivul de acţionare are şi rolul de a menţine lentila deschisă la un unghi α oarecare.

Dezavantajele vanei fluture sînt:

— etanşare insuficientă în poziţia închis, dezavantaj care în mare parte este astăzi înlăturat prin sistemele noi de etanşare adaptate la acest tip de vană (fig. 16-73, *b*);

— depresiuni şi vibraţii în toate poziţiile de deschidere parţială; efectul lor se reduce sau nu apare, în cazul folosirii vanei ca organ de reglare a debitului,

la căderi mai mici de 20 ... 30 m, sau la amplasarea vanei la capătul aval al golirilor de fund, unde cavitația nu este posibilă;

— pierderile de sarcină în poziția deschis au valoarea de circa $0{,}26 \frac{v^2}{2g}$, iar la poziții intermediare pot ajunge la $0{,}85 \frac{v^2}{2g}$.

Avantajele vanei fluture sînt:

— efortul de rotire al vanei este foarte mic, practic este necesar să se învingă efectul frecărilor și al momentului care acționează pe vană în poziția închis (moment care se datorește excentricității față de axul de rotire); aceasta face ca vana fluture să constituie o vană auxiliară mult utilizată (de exemplu, ca vană de rezervă la vanele plane, pentru crearea de contrapresiuni);

— rapiditatea în funcționare este caracteristică acestui tip de vană, echipată cu un sistem automat de închidere în caz de avarii, cînd este necesară închiderea sau deschiderea rapidă;

— în comparație cu celelalte tipuri de vane, are cea mai mică greutate;

— necesită cele mai reduse gabarite de construcție.

Vana fluture are o largă utilizare ca organ de închidere și siguranță și se folosește pentru căderi pînă la 800 m, cu un diametru corespunzător de 0,7 m, și pentru căderi de 30 m, cu un diametru corespunzător de 8, 2 m (*Conowingo* — S.U.A.).

Exemple de lucrări din țara noastră unde s-au folosit vane fluture sînt: *Dobrești—Ialomița* $p = 4{,}0$ at, $D = 1{,}8$ m; *Bicaz* $p = 8{,}0$ at, $D = 4{,}2$ m; *Argeș—baraj* $p = 11{,}5$ at, $D = 4{,}0$ m; *Argeș—castel* $p = 16{,}0$ at, $D = 4{,}0$ m.

Ca exemple din alte țări se pot cita: *Louvie* — Dixence (Elveția) $p = 24{,}0$ at, $D = 3{,}0$ m; *Dez* (Iran) $p = 24{,}3$ at, $D = 3{,}2$ m; *Flatiron* (S.U.A.) $p = 42{,}0$ at, $D = 2{,}13$ m.

72. Vane sferice

Aceste vane au apărut din necesitatea de a avea un organ de închidere robust, sigur în exploatare, care să se comporte bine la suprapresiuni dinamice mari (pînă la 240 at).

În poziția deschis (fig. 16-74) tronsonul tubular al corpului mobil se află în prelungirea conductei. În poziția închis, corpul mobil *2* se rotește în jurul axului *4* cu 90°, apoi se introduce lichid sub presiune (apă din conductă) între discul *3* și corpul *2*. În acest fel se realizează o forță pe disc de sens contrar împingerii apei din conductă (diametrul discului fiind mai mare decît diametrul conductei). Etanșarea se realizează prin intermediul unei garnituri inelare, care poate fi fixată pe disc, pe conductă, sau pe amîndouă. Înainte de deschidere se reduce presiunea dintre elementele *2* și *3*, și în acest fel se deslipește corpul *3* de conturul de etanșare. Apoi se execută rotirea cu 90° a corpului *2* în poziția deschis.

Vanele sferice se acționează de obicei cu servomotoare hidraulice. La căderi mici se utilizează și acționarea mecanică.

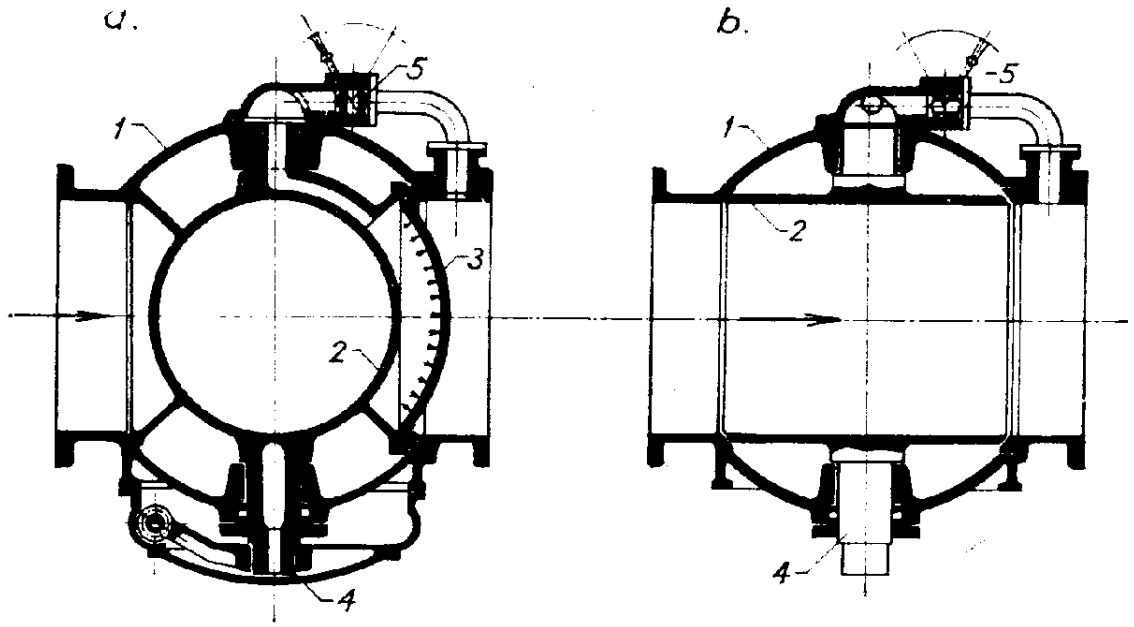


Fig. 16-74. Vană sferică:
a — în poziția închis; *b* — în poziția deschis; *1* — carcasă; *2* — corp mobil; *3* — disc; *4* — ax de rotire; *5* — robinet.

Avantajele vanei sferice sînt:

— are o gamă mare de sarcini la care se comportă bine (presiuni mijlocii— diametre mari, presiuni mari — diametre mici);

— este robustă și cu etanșare sigură;

— produce pierderi de sarcină mici;

— nu uzează garniturile de etanșare, deoarece, în timpul manevrelor de închidere și deschidere, garniturile nu sînt solicitate prin frecare.

Dezavantajul principal al tipului descris mai sus este că nu poate regla debitul.

Exemple de amenajări dotate cu vane sferice: centrala *V. I. Lenin-Bicaz* $p = 19$ at, $D = 1{,}8$ m și $p = 19$ at, $D = 2{,}50$ m; centrala *Argeș* $p = 38$ at, $D = 1{,}6$m; *Grande Dixence* (Elveția) $p = 200$ at, $D = 1{,}2$ m.

73. Vane cilindrice

La aceste vane organul de închidere are o mișcare de translație în lungul curentului, este fuzelat hidrodinamic și așezat coaxial în interiorul carcasei și este fixat de coroană prin aripioare (fig. 16-75). Corpul mobil are o formă bine studiată hidraulic pentru ca să nu se producă depresiuni la manevre.

Vanele cilindrice se folosesc la reglarea debitului pe conductele cu viteze mari — conducte forțate, și la turbinele cu acțiune — turbine Pelton, unde corpul mobil are o formă adecvată realizării unui jet compact. Nu se folosesc la reglarea debitului la golirile de fund ale barajelor, deoarece conținutul mare de aluviuni al apei conduce la erodarea suprafețelor ce se găsesc în contact cu apa, degradîndu-le repede.

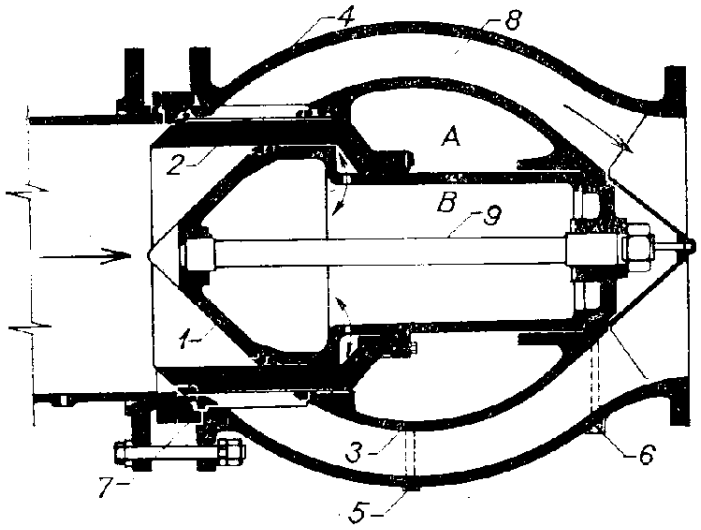


Fig. 16-75. Vană cilindrică:
1 — corp mobil de închidere; *2* — corp mobil cilindric; *3* — carcasă interioară; *4* — carcasă exterioară; *5* — conductă pentru punerea sub presiune a spațiului *A*; *6* — conductă pentru punerea sub presiune a spațiului *B*; *7* — flanșă; *8* — aripioară; *9* — tijă.

În figura 16-75 este prezentat un tip de vană cilindrică folosit fie pentru diametre D mari și presiuni p uzuale, fie pentru diametre mici și presiuni mari ($pD = 3\,000 \ldots 20\,000$ kg/cm).

Principiul de funcționare este următorul: corpurile mobile *1* și *2* funcționează cu servomotoare independente și sînt acționate de presiunea apei din conductă sau a uleiului prin intermediul conductelor *5* și *6*. Datorită etanșărilor dintre camerele *A* și *B* și dintre corpurile *1* și *2* față de lichidul din conductă, dirijarea apei sau uleiului sub presiune se poate face:

— prin conducta *5* spre camera *A*, cînd este împins cilindrul *2* spre poziția închis;

— prin țeava *6* spre camera *B*, cînd este împins corpul *1* spre amonte, realizîndu-se reducerea debitului;

— prin jocul combinat al presiunilor cînd corpul *1* poate fi menținut în orice poziție intermediară.

Există și scheme de vane cilindrice mai simple, care au un singur corp mobil.

Acționarea poate fi: mecanică (mai rar folosită) și hidromecanică, cu ulei sub presiune sau cu apă din bieful amonte. Dacă se folosește apa pentru manevră, este necesar să se facă o revizie la 2 ... 6 ani, care constă în demontare, în curățirea de eventualele depuneri care s-au produs în cilindri și în verificare. Acolo unde apa conține un procent ridicat de depuneri și este necesară demontarea vanei la perioade scurte, este indicată folosirea uleiului sub presiune ca agent de acționare a vanei [5].

Avantajele acestui tip de vană sînt:

— asigură o reglare precisă a debitului pe conducte;

— pierderile de sarcină în poziția deschis sînt relativ mici $\left(\text{circa } 0{,}2\,\frac{v^2}{2g}\right)$;

— gabaritele sînt reduse, și necesită numai o mărire a secțiunii conductei pentru a fi instalată;

— greutatea este redusă, situîndu-se din acest punct de vedere imediat după vana fluture;

— garniturile de etanșare nu se uzează, nefiind supuse la frecare.

Dezavantajul acestui tip de vană constă în faptul că închiderea ei, în ultima zonă a cursei pistonului, are loc brusc, ceea ce conduce la apariţia unor lovituri de berbec puternice. La folosirea vanelor cilindrice este necesară o a doua vană de siguranţă.

74. Vane conice

Vanele cu con fix şi sertar cilindric deplasabil, funcţionează prin deplasarea cilindrului *5* (fig. 16-76) spre aval. Ele se dispun pe golirile de fund care sînt folosite periodic la spălarea aluviunilor depuse în amonte de baraj, fiind amplasate la extremitatea aval (fig. 16-77).

Condiţiile pe care trebuie să le îndeplinească acest tip de vană sînt:

— să existe cît mai puţine mecanisme sau elemente expuse acţiunii de erodare a aluviunilor purtate de curentul de apă;

— evacuarea apei să se facă direct în aer liber;

— vîna de apă la ieşirea în aer să nu fie compactă şi să realizeze o cît mai bună disipare a energiei prin frecare cu aerul;

— construcţia să fie robustă, simplă şi economică.

Dezavantajele vanelor conice sînt:

— din cauza norilor de stropi, care se formează la debuşarea în aer a vînei de apă, nu pot fi folosite cînd în apropierea lor se găsesc alte construcţii (centrale la baza barajelor etc.);

— la deschideri mai mici de 5% din secţiunea totală produc cavitaţie.

Acţionarea poate fi manuală pentru diametre mici, dar se recomandă să se aplice acţionarea mecanică pentru diametre mai mari de 0,5 m. Se folosesc la

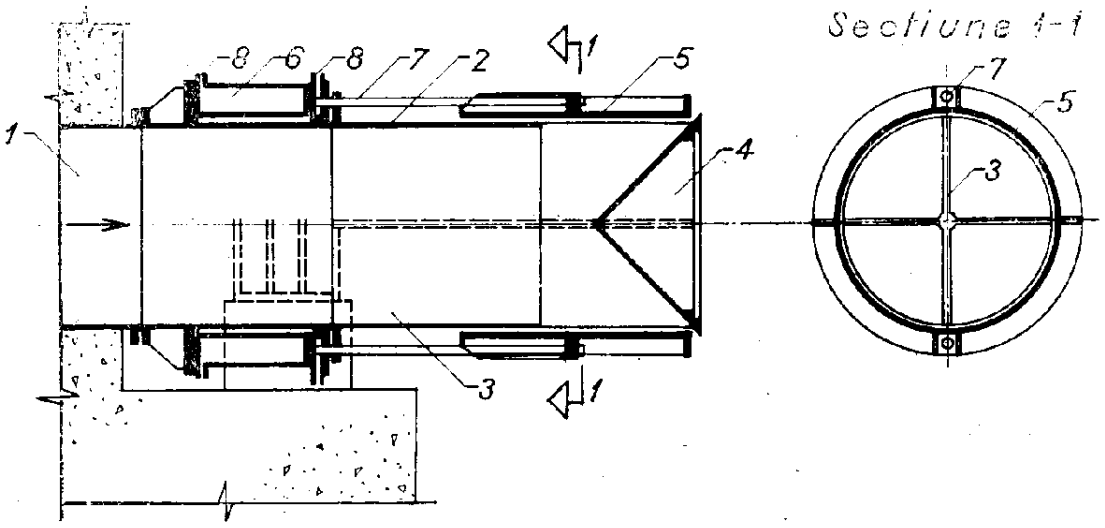


Fig. 16-76. Vană conică cu con fix şi sertar cilindric deplasabil:
1 — conductă; *2* — corpul vanei; *3* — nervură; *4* — con deflector; *5* — obturator; *6* — piston; *7* — tija pistonului; *8* — ţeavă de alimentare cu ulei sub presiune.

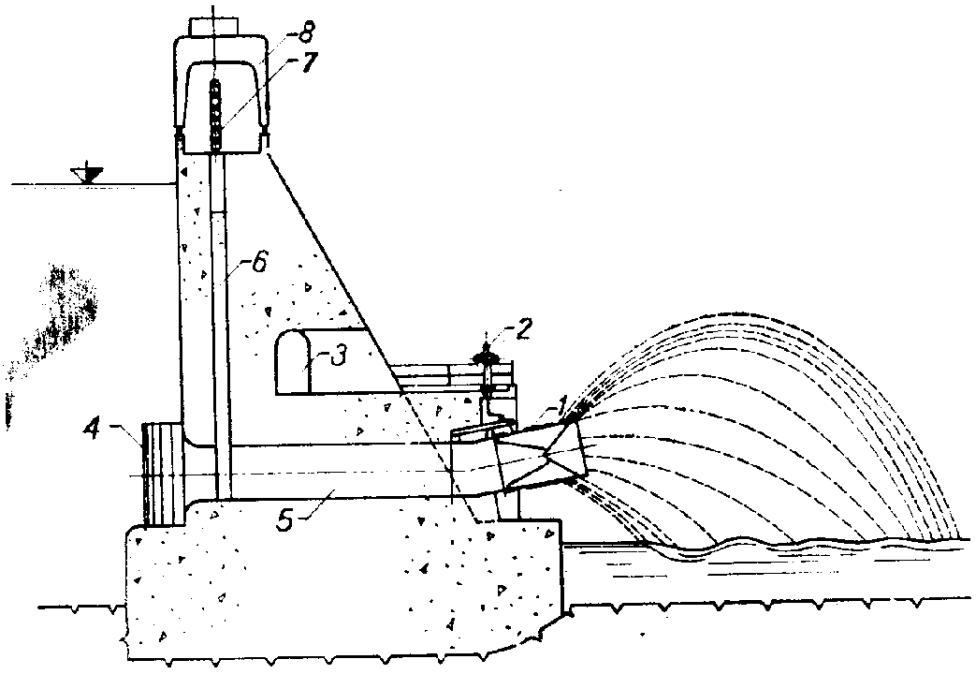


Fig. 16-77. Vană conică în funcțiune:
1 — corpul vanei; *2* — mecanism de acționare; *3* — galerie de acces; *4* — grătar; *5* — golire de fund; *6* — nișă batardou; *7* — batardou; *8* — macara portal.

presiuni de la 12 at pînă la 27 at, avînd diametrul corespunzător de 2,5 m pînă la 0,2 m.

Vane conice cu con fix și sertar deplasabil au fost folosite la golirile de fund ale barajelor: *Negovanu, Teliuc, Strîmtori.*

75. Vane cu jet gol (Johnson)

Aceste vane sînt folosite la reglarea debitelor pe golirile de fund de mare presiune. Se amplasează întotdeauna la capătul aval al golirii pentru ca jetul de apă să debușeze în atmosferă.

O asemenea vană se compune dintr-un corp de bază *1*, un cilindru conic mobil *4* (fig. 16-78) și mecanismele de deplasare ale acestuia pe direcția amonte-aval, pentru a varia secțiunea orificiului inelar dintre corpul cilindric și carcasa vanei [5]. Constructiv, acest tip de vană admite antrenarea aerului în interiorul jetului, pentru a-l stabiliza, realizînd o curgere aerată și disipată. Ieșirea jetului se face nesubmersat într-un bazin de liniștire. Acționarea se realizează de obicei hidraulic, cu ulei sub presiune.

Caracteristicile acestui tip de vană sînt următoarele:

— produce disiparea unei părți din energie prin contactul dintre jetul de apă și aer;

— elimină norul de stropi care apare la vana conică;

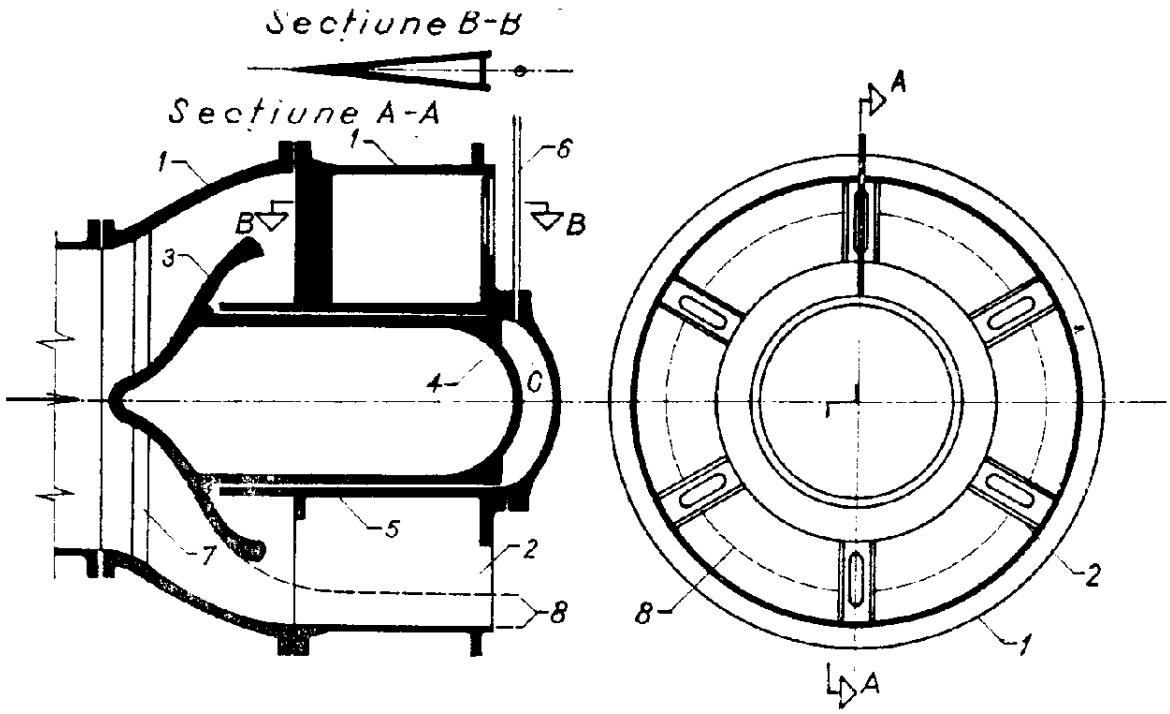


Fig. 16-78. Vană cu jet gol (Johnson):
1 — carcasă exterioară; *2* — aripioară; *3* — corp mobil; *4* — cilindru mobil; *5* — cilindru fix; *6* — conductă de ulei; *7* — contur de etanșare; *8* — forma jetului de apă.

— realizează reglarea debitului evacuat, dar nu este indicat să funcționeze la deschideri ale orificiului mai mici de 5% din secțiunea totală, pentru că apar cavitații;

— manevrarea hidraulică este simplă și economică;

— accesul pentru întreținere se face cu ușurință din aval.

76. Greutățile vanelor de diferite tipuri

Greutățile pentru fiecare tip de vană sînt stabilite statistic de *D. Pavel* [14] sub forma:

— vană plană—pană $G_t = (5\,000 + 40\,H)\,D^{2,5}$
— vană fluture $G_t = (1\,700 + 63\,H)\,D^2$
— vană sferică $G_t = (4\,500 + 47{,}3\,H)\,D^{2,2}$
— vană cilindrică $G_t = (2\,000 + 65\,H)\,D^{2,1}$

unde:

G_t — greutatea totală a vanei inclusiv mecanismele și accesoriile metalice, în kg;

H — căderea maximă inclusiv lovitura de berbec, în m;

D — diametrul net al vanei, în m.

Vanele plane au cea mai mare greutate totală cînd sînt folosite pentru $p < 20$ at și $D < 3$ m. La 20 at $< p <$ 40 at și $D > 2$ m, greutatea lor totală poate fi mai mică sau egală cu a celorlalte tipuri de vane.

Vanele fluture, pentru presiuni $p < 30$ at și orice diametru, au greutatea totală mai mică decît oricare alt tip de vană.

Vanele sferice au greutatea totală mai redusă decît vanele plane, dar mai mare decît vanele fluture sau cilindrice. Calitatea lor constă în faptul că pot fi aplicate la presiuni foarte mari.

Vanele cilindrice sînt mai grele decît vanele fluture în domeniile $p < 30$ at și $D < 4$ m. Calitatea lor constă în posibilitatea de reglare a debitului cu pierderi mici de sarcină.

Vanele conice au greutatea cea mai mică dintre toate tipurile de vane analizate mai sus, dar numai pentru $p < 10$ at și $D < 1{,}5$ m. Sînt utilizate numai la golirile de fund ale barajelor.

77. Ventile de aerisire

Ventilele de aerisire se amplasează pe conductele sub presiune, în zonele unde în timpul exploatării pot apare presiuni mai mici decît presiunea atmosferică. În acest caz ventilul de aerisire se deschide automat, egalînd astfel presiunea din conductă cu presiunea atmosferică. Se mai amplasează în zona amonte a conductelor forțate, pentru a permite evacuarea aerului din conductă la umplerea ei cu apă. Cînd conducta s-a umplut, ventilul se închide automat.

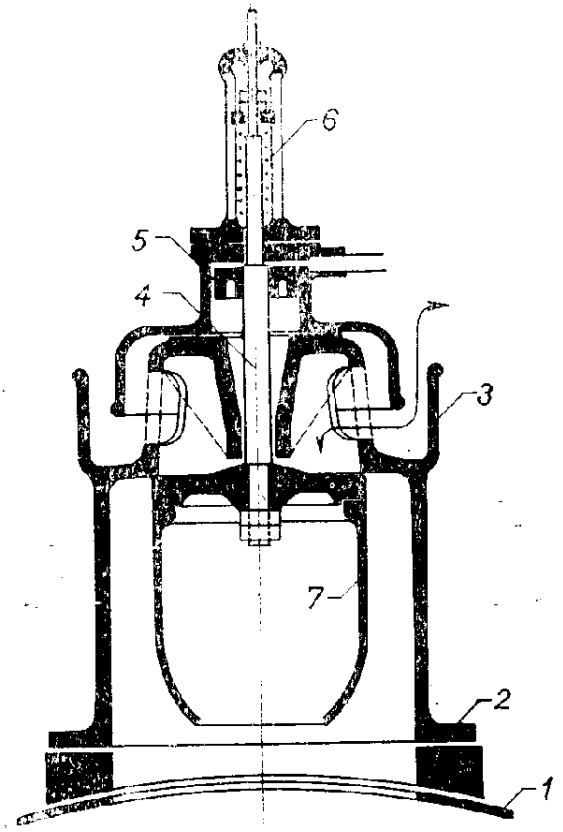


Fig. 16-79. Ventil de aerisire:
1 — conductă; *2* — contur de prindere; *3* — corpul ventuzei; *4* — tijă; *5* — piston; *6* — resort; *7* — supapă.

Un tip curent de ventil este prezentat în figura 16-79, la care organul de închidere (supapa) are o mișcare ortogonală față de direcția de curgere a fluidului.

Funcționarea ventilului are loc ca urmare a jocului de forțe care acționează pe supapă. În funcționarea de regim forța de presiune a apei din conductă care acționează pe supapă domină forța dată de resort și de acțiunea presiunii atmosferice asupra supapei. La apariția unei depresiuni în conductă, forțele din resort și din presiunea atmosferică sînt neechilibrate și se produce deschiderea ventilului.

BIBLIOGRAFIE

1. Gubin, F. *Uzine hidroelectrice* (traducere din limba rusă). București, 1954.
2. Stănucă, A. *Camere de echilibru și derivații forțate* — Studiu ISPH. București, 1969.
3. Certousov, M. *Hidraulica* (traducere din limba rusă). Bucureşti, 1966.
4. Creager, W., Justin, J. *Hydroelectric handbook*. New York, 1955.
5. Davis, C., Sorensen, K. *Handbook of applied hydraulics*. New York, 1969.
6. Stucky, A. *Chambres d'equilibre*. Lausanne, 1958.
7. Sabovici, V. *Castelul de echilibru al U. H. Bicaz*. Hidrotehnica, nr. 5, 1961.
8. Morozov, A. *Utilizarea energiei apelor* (traducere din limba rusă). Bucureşti, 1952.
9. Brown, G. *Hydroelectric engineering practice*. London, 1964.
10. Popescu, M. *Probleme actuale în domeniul hidraulicii castelelor de echilibru. Studii de hidraulică* — vol. XXI, București, 1969.
11. Popescu, M. *Metode noi pentru calculul hidraulic al castelelor de echilibru. Studii de hidraulică* — vol. XXIII, București, 1970.
12. Prișcu, R., Stănucă, A. *Camere de echilibru și derivații forțate. Manualul inginerului hidrotehnician, Secțiunea XVIII*. București, 1969.
13. Grișin, M. *Construcții hidrotehnice* (traducere din limba rusă). București, 1957.
14. Pavel, D., Zarea, S. *Turbine hidraulice și echipamente hidroenergetice*. București, 1968.

CAPITOLUL 17

CENTRALE HIDROELECTRICE

§ 1. CLASIFICAREA CENTRALELOR HIDROELECTRICE

1. Generalități

Centrala hidroelectrică reprezintă gruparea de clădiri și echipamente electromecanice din cadrul unei uzine hidroelectrice, în care se realizează succesiv transformarea energiei potențiale și cinetice a apei în energie mecanică și apoi în energie electrică.

Echipamentul electromecanic cuprinde echipamentul principal — format din turbine și generatoare, iar pentru uzinele cu pompaj și din pompe — și echipamentul și instalațiile auxiliare care constau din vane, regulatori de viteză și presiune, instalația de ulei sub presiune, instalația de aer comprimat, instalația de climatizare, transformatoarele pentru nevoile interne, acumulatorii etc. La acestea se adaugă stația de transformare, care poate fi situată în clădirea centralei sau alături de ea.

Partea de construcții a unei centrale hidroelectrice cuprinde în principal:

— *sala mașinilor*, în care este instalat ansamblul turbinelor și generatoarelor, în cazul grupurilor cu ax orizontal, sau generatoarele în cazul grupurilor cu ax vertical;

— *infrastructura*, care susține echipamentul principal și cuprinde și turbinele în cazul grupurilor cu ax vertical;

— *sala de comandă*, care cuprinde aparatajul de comandă, de control și de semnalizare;

— *încăperile anexe* și *postul de transformare*.

2. Criterii de clasificare

Centralele hidroelectrice se pot clasifica după mai multe criterii [1]:

— *În funcție de căderea uzinei* centralele se împart în:

— centrale de joasă cădere (căderea uzinei $H < 15$ m), la care întreaga cădere se realizează în interiorul construcției centralei (fig. 17-1, *a*);

— centrale de cădere mijlocie ($15 \text{ m} < H < 50$ m), la care există și o conductă forțată sau un puț forțat, care face corp comun cu infrastructura centralei (fig. 17-1, *b*);

— centrale de mare cădere ($H > 50$ m), la care conducta forțată este independentă de construcția centralei (fig. 17-1, *c*).

— *În funcție de tipul de energie hidraulică amenajată* centralele hidroelectrice pot fi gravitaționale, de pompaj sau mareomotrice.

Centralele hidroelectrice de pompaj pot fi și ele la rîndul lor în circuit închis, avînd aceeași cădere de pompare și de turbinare (turbinele și pompele sînt ampla-

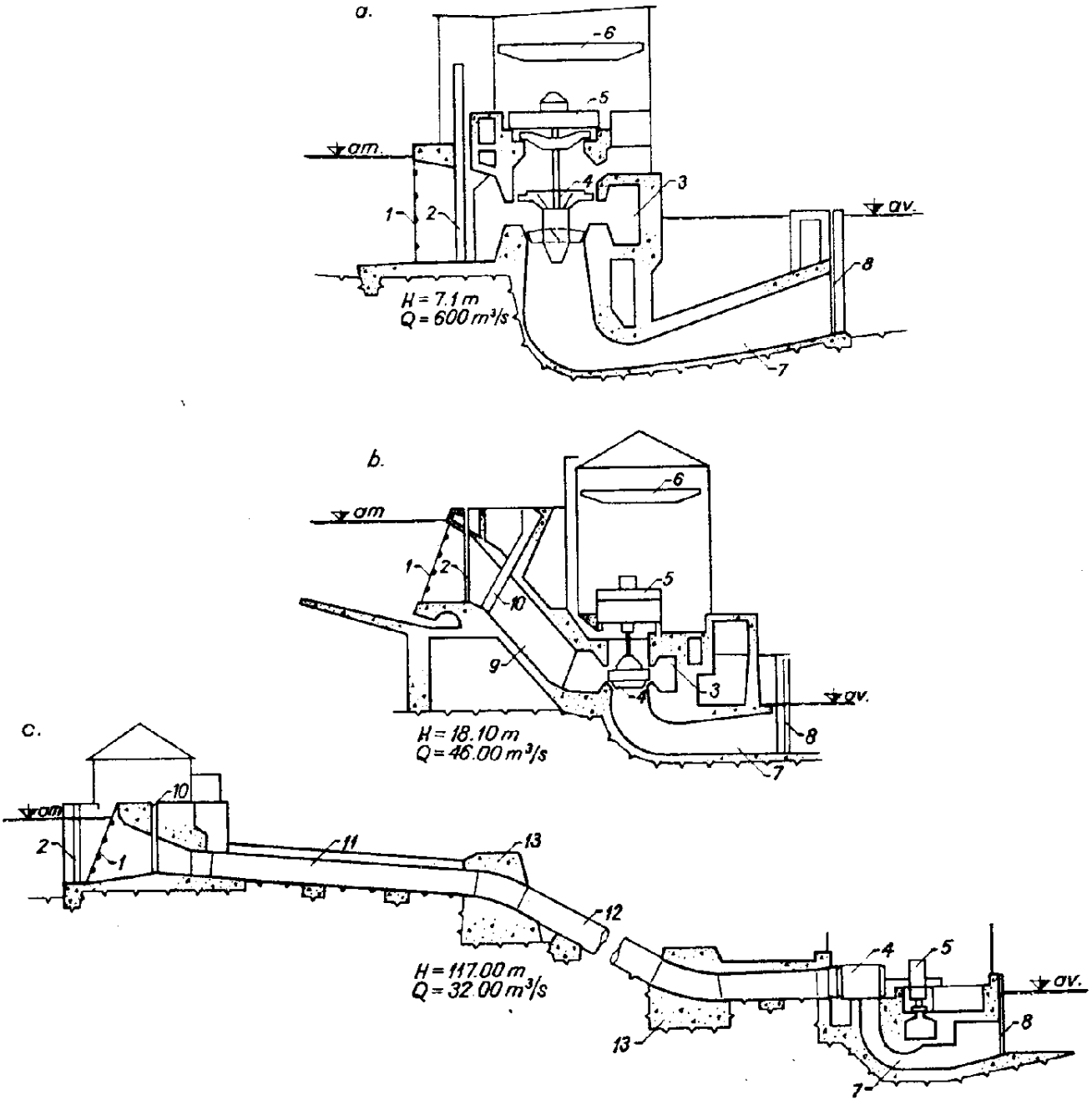


Fig. 17-1. Tipuri de centrale hidroelectrice:

a — de cădere joasă; *b* — de cădere mijlocie; *c* — de cădere mare; *1* — grătar; *2* — nişă de batardou; *3* — cameră spirală; *4* — turbină; *5* — generator; *6* — pod rulant; *7* — aspirator; *8* — nişă batardou aval; *9* — conductă de beton armat; *10* — vană de admisie; *11* — conductă forţată îngropată; *12* — conductă forţată aeriană; *13* — masiv de ancoraj.

sate în aceeaşi sală a maşinilor), şi în circuit deschis, avînd căderea de pompare mai mică decît cea de turbinare (grupurile de pompare şi de turbinare sînt amplasate în săli diferite).

— *În funcţie de tipul uzinei hidroelectrice* în care se încadrează, centralele pot fi centrale la uzine-baraj sau centrale la uzine de derivaţie.

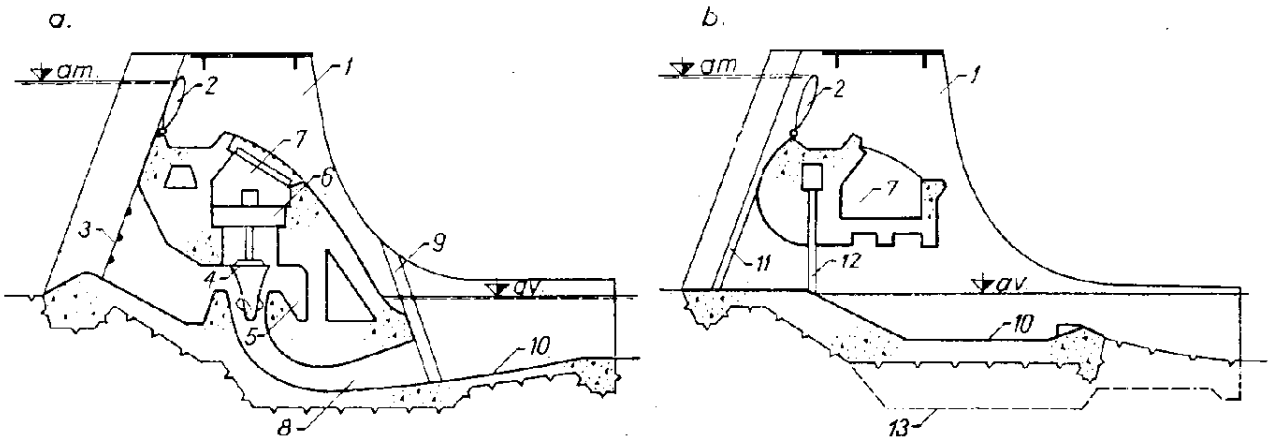


Fig. 17-2. Secțiuni caracteristice la o centrală submersibilă:
a — prin axul turbinei; *b* — prin barajul deversor; *1* — pilă; *2* — clapetă; *3* — grătar; *4* — turbină; *5* — cameră spirală; *6* — generator; *7* — sala mașinilor; *8* — aspirator; *9* — nișă batardou aval; *10* — radier disipator; *11* — nișă batardou amonte; *12* — stavilă; *13* — linia de fundare a centralei.

— *În funcție de modul de racordare cu bieful amonte* centralele se împart în:
— centrale baraj, care preiau direct apa sub presiune din bieful amonte, avînd și rol de baraj;
— centrale de derivație, care nu preiau direct apa sub presiune din bieful amonte.

Centralele de acest ultim tip sînt amplasate fie lîngă baraj, constituind construcții complet separate, fie pe derivație, în ambele cazuri avînd conducte forțate de alimentare.

— *În funcție de modul de participare la evacuarea debitelor mari* centralele pot fi:
— cu dispozitive de evacuare a debitelor mari, avînd evacuatori separați, sau debitele deversînd peste centrală;
— fără dispozitive de evacuare a apelor mari.

O dispoziție caracteristică este aceea a centralelor fluviale la care întreg frontul este deversant. Centrala este dispusă în acest caz în interiorul deversorului, iar reglarea nivelului amonte se face cu clapete sau stavile (fig. 17-2). Astfel de centrale se numesc submersibile.

— *În funcție de poziția centralei față de suprafața terenului* centralele se împart în:
— aeriene, amplasate la suprafața solului;
— subterane, amplasate sub suprafața terenului.

Centralele subterane se împart, funcție de gradul de așezare în subteran, în centrale subterane propriu-zise (fig. 17-3, *a*), centrale în versant (fig. 17-3, *b*, *b'*), centrale îngropate (fig. 17-3, *c*), centrale semiîngropate (fig. 17-3, *d*) și centrale acoperite (fig. 17-3, *e*).

3. Centrale baraj

Centralele baraj sînt caracteristice amenajărilor de tip fluvial, construcția lor îndeplinind pe lungimea respectivă aceleași funcțiuni cu stăvilarul în care se încadrează. În acest caz priza este cuprinsă în construcția centralei.

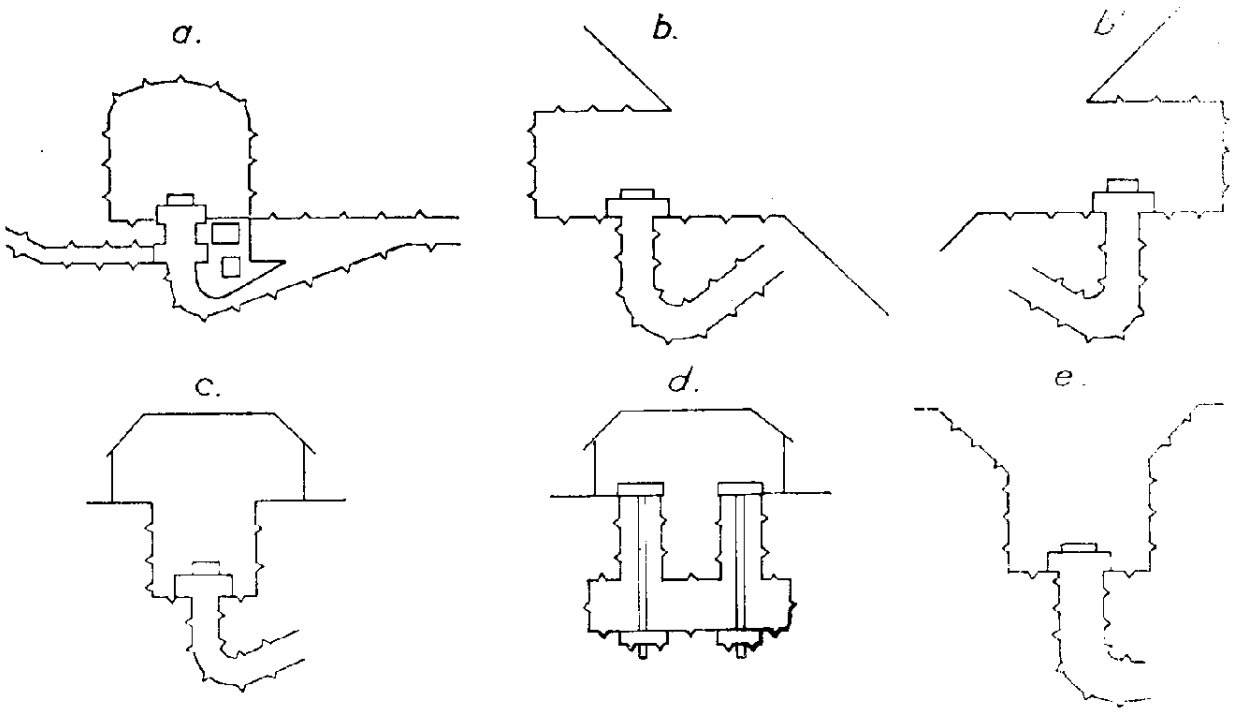


Fig. 17-3. Categorii de centrale funcție de așezarea în subteran:
a — subterană propriu-zisă; *b*, *b'* — în versant; *c* — îngropată; *d* — semiîngropată; *e* — acoperită.

Centrala poate fi amplasată la unul din maluri, constituind o centrală bloc (fig. 17-4), sau se pot amplasa două centrale, fiecare la cîte un mal. Schema cu două centrale se justifică în situația în care cursul de apă separă două țări, sau cînd debitele ce trebuie evacuate sînt foarte mari (fig. 17-5). Pe cursurile de apă navigabile dispoziția centralei și a stăvilarului se alege în vederea asigurării condițiilor optime de navigație. După dispoziția centralei în frontul barat, în acest caz sînt posibile trei scheme de principiu (fig. 17-5).

Alt tip de centrală baraj este centrala în pile, care are grupurile amplasate în pilele stăvilarului. Acestea sînt construite de lățime corespunzătoare, preluînd în același timp sarcinile transmise de stavile. Dispoziția asigură condiții favorabile pentru accesul apei. În acest caz nu se poate vorbi de o sală unică a mașinilor, aceasta fiind fragmentată în fiecare pilă (fig. 17-6).

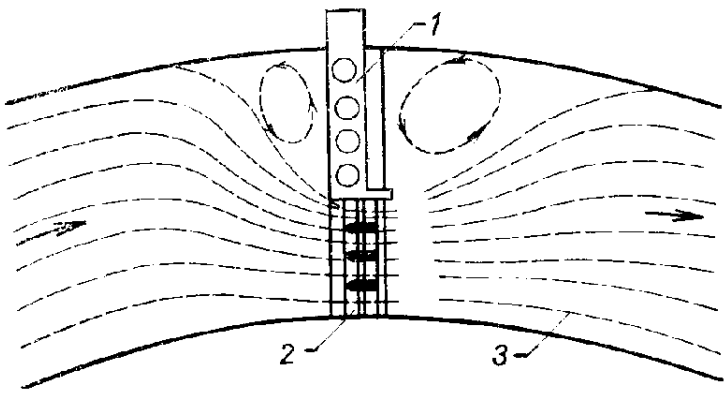


Fig. 17-4. Centrală bloc:
1 — construcția centralei; *2* — baraj deversor; *3* — linii de curent.

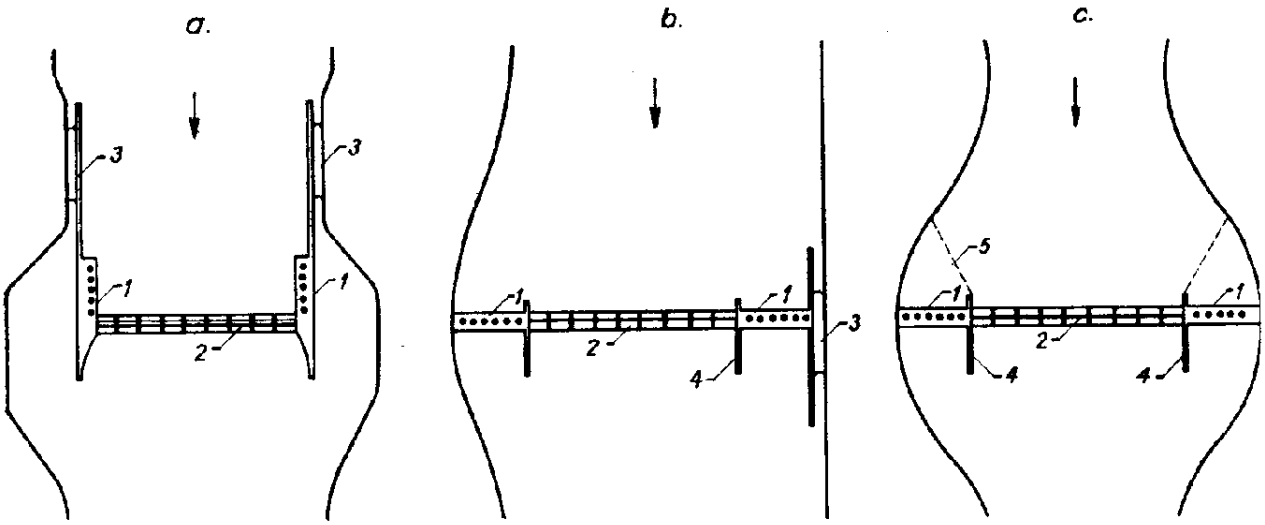


Fig. 17-5. Aşezarea centralelor în frontul barat:

a — cu acces lateral, cu ecluze la ambele maluri; *b* — cu acces frontal, cu ecluză la unul din maluri; *c* — cu acces frontal, maluri profilate şi fără ecluze; *1* — centrală; *2* — baraj deversor; *3* — ecluză; *4* — pilă de dirijare; *5* — deflector pentru gheaţă.

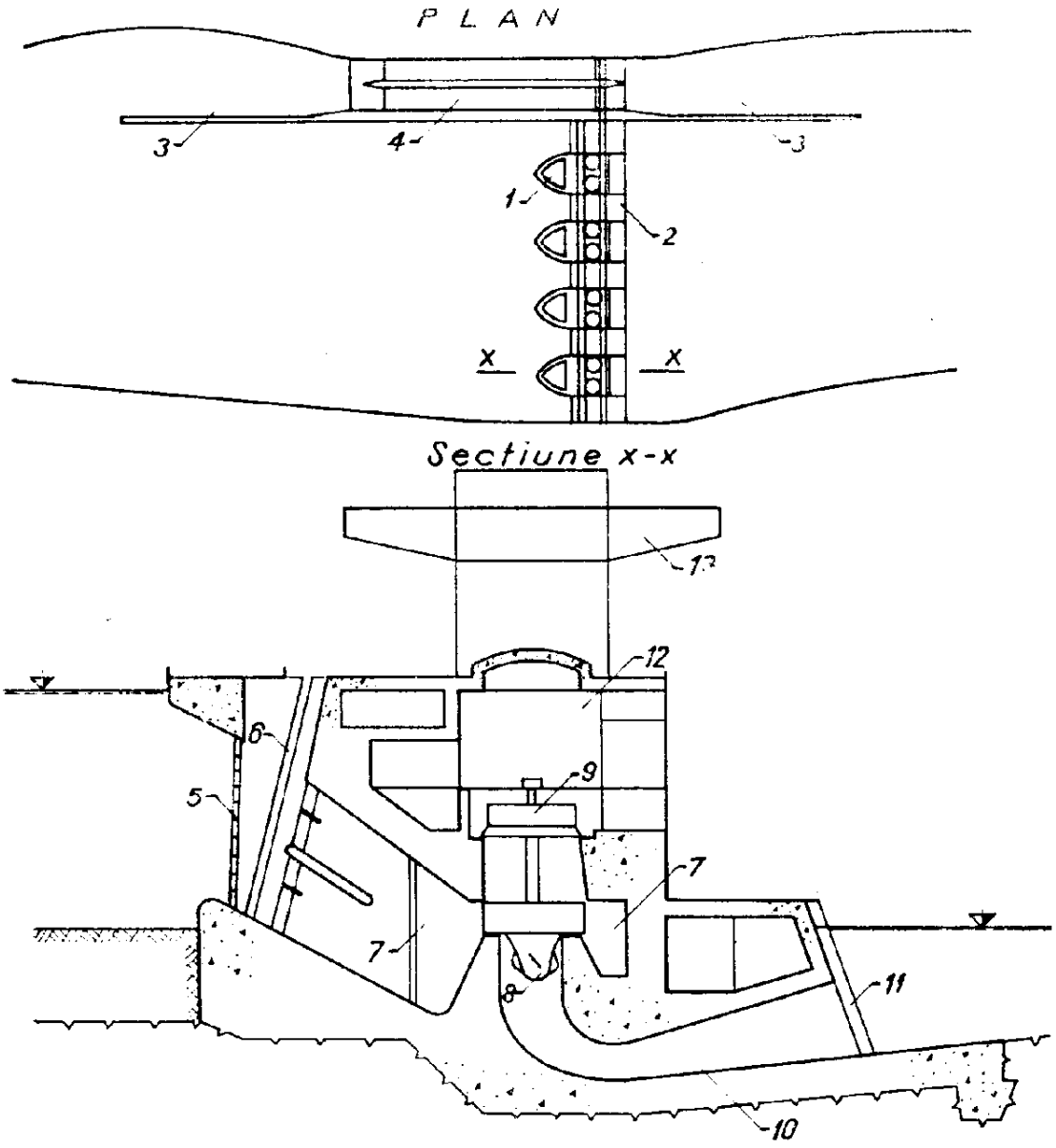


Fig. 17-6. Centrală în pile:

1 — pilă purtătoare; *2* — cîmp deversant; *3* — port de aşteptare; *4* — ecluză; *5* — grătar; *6* — nişă de batardou; *7* — cameră spirală; *8* — turbină; *9* — generator; *10* — aspirator; *11* — nişă batardou aval; *12* — sala maşinilor; *13* — portal de manevră.

4. Centrale de derivație

În funcție de poziția centralei în raport cu amplasamentul captării de apă, centralele de derivație pot fi situate în imediata vecinătate a barajului, sau la capătul unei derivații cu nivel liber sau sub presiune. Uzinele care au centrala situată în zona barajului poartă denumirea de *uzine-baraj* deși centrala este *de derivație*. Clădirea centralei poate fi amplasată chiar în corpul barajului sau poate fi o clădire separată, imediat în aval. În cazul amplasării la piciorul aval al barajului se poate prevedea o singură clădire (fig. 17-7, *a*), sau două clădiri separate (fig. 17-7, *b*).

La unele tipuri de baraje, în special la barajele arcuite, centrala poate fi dispusă sub descărcătorul de tip trambulină de schi, astfel încît lama deversantă trece chiar peste clădirea centralei (fig. 17-8).

La barajele de tip Ambursen clădirea centralei poate fi dispusă chiar între pile sau în aval de acestea (fig. 17-9). Amplasarea între pile se întîlnește și la barajele cupolă. La barajele Ambursen deversante centrala se poate amplasa chiar sub placa deversorului [2].

La uzinele hidroelectrice de derivație, dispoziția centralei se stabilește în funcție de cea a conductei forțate și a distribuitorului. Accesul apei se poate face, în principiu, în trei moduri:

— alimentarea separată a agregatelor, prin conducte individuale;
— alimentarea pe grupe, fiecare conductă alimentînd mai multe agregate;
— alimentarea unică a tuturor agregatelor printr-o singură conductă forțată (fig. 17-10).

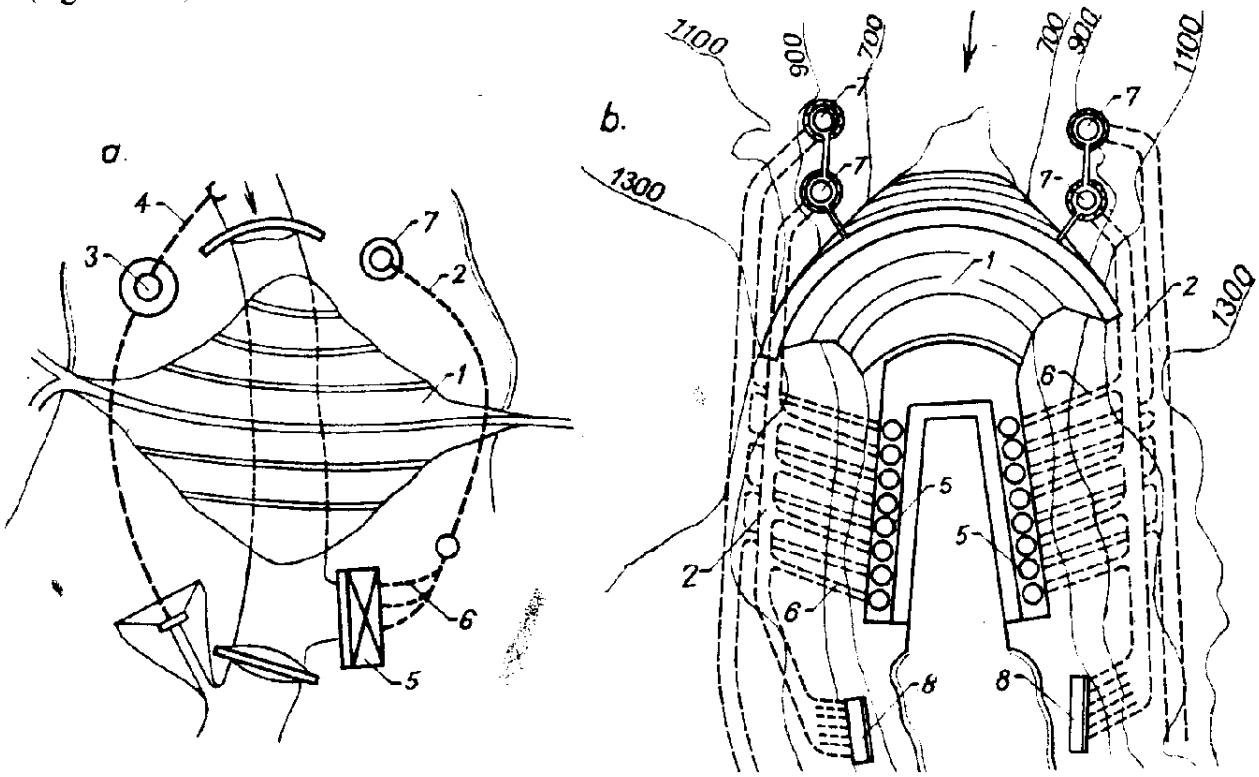


Fig. 17-7. Uzine baraj:
a — cu o singură centrală; *b* — cu două centrale; *1* — baraj; *2* — aducțiune; *3* — descărcător pilnie; *4* — galerie de deviere; *5* — centrală; *6* — conductă forțată; *7* — priză; *8* — casă de vane a golirilor de fund.

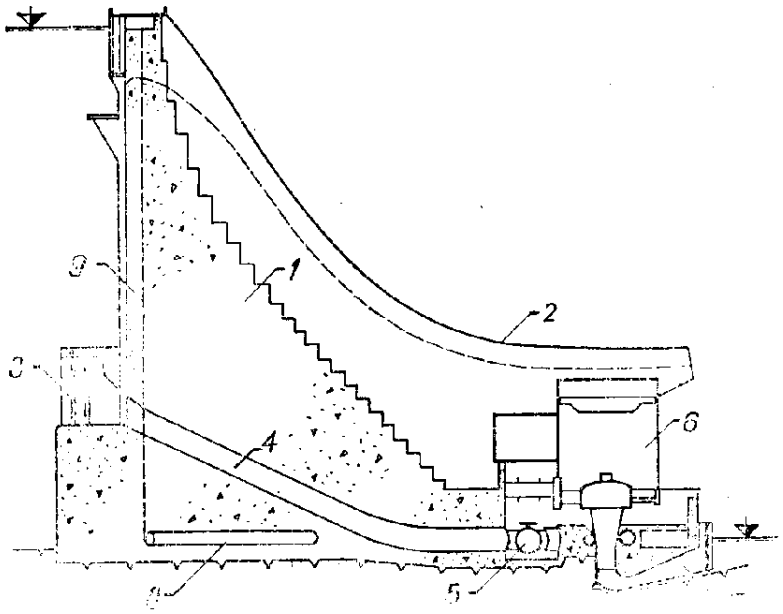


Fig. 17-8. Poziția centralei la uzina-baraj Bort:
1 — corpul barajului; *2* — trambulină; *3* — priză; *4* — conductă forțată; *5* — vană de admisie; *6* — centrală; *7* — aspirator; *8* — galerie de drenaj; *9* — tubație de drenaj.

Schemele de alimentare separată sînt cele mai moderne, fiind mai avantajoase în exploatare prin faptul că ieșirea din funcțiune a unei conducte nu impune scoaterea din funcțiune a tuturor agregatelor.

În raport cu direcția conductei forțate centrala poate fi dispusă transversal, longitudinal sau pe o direcție intermediară, în funcție de condițiile topografice și geologice (fig. 17-11 și fig. 17-23).

Dispoziția transversală față de conducta forțată prezintă dezavantajul că, în cazul unei avarii a conductei, clădirea centralei este izbită de un șuvoi puternic

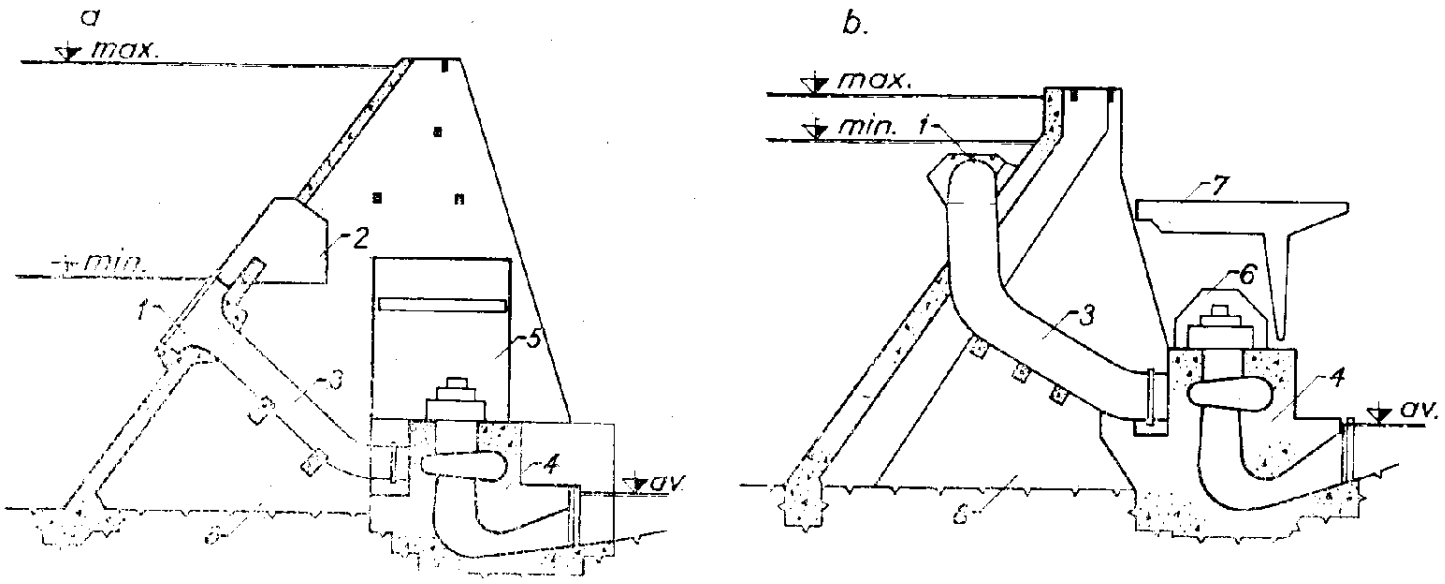


Fig. 17-9. Amplasarea centralei la barajele de tip Ambursen:
4 — între contraforți; *b* — în aval de baraj; *1* — priză; *2* — casa de vane de la priză; *3* — conductă forțată; *a* — infrastructura centralei; *5* — sala mașinilor; *6* — generator capsulat; *7* — portal de manevră; *8* — contrafort.

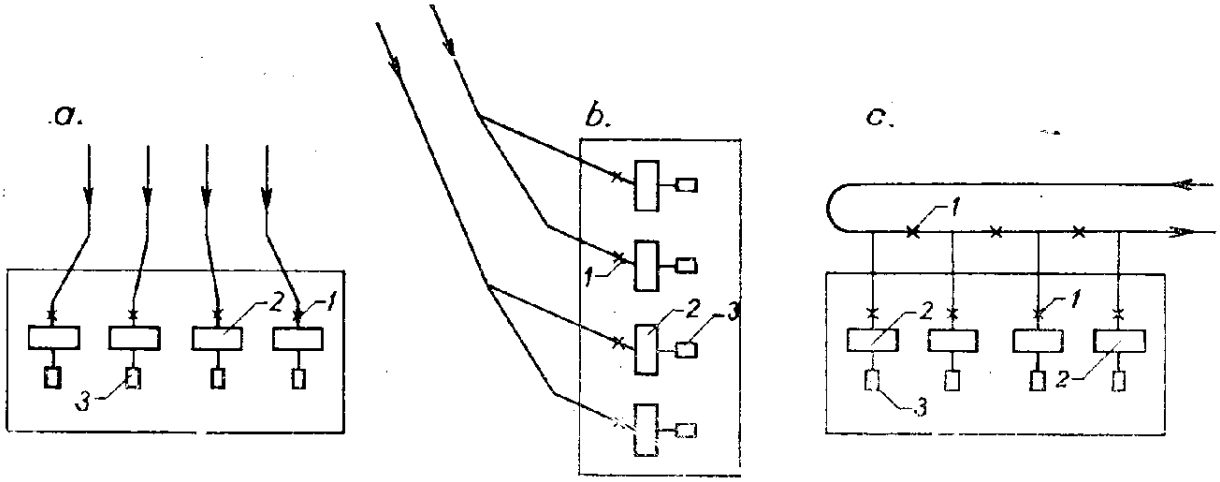


Fig. 17-10. Accesul apei la centralele de derivație:
a— cu alimentare separată a turbinelor; *b* — cu alimentare pe grupuri; *c* — cu alimentare unică; *1* — vană de admisie; *2* — turbină; *3* — generator.

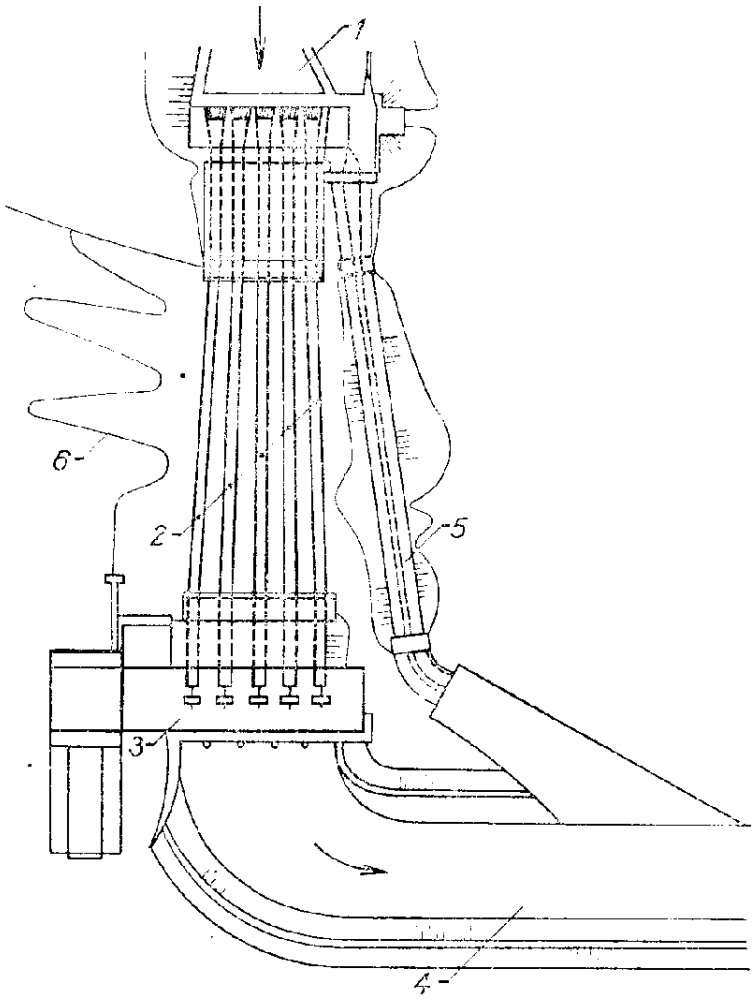


Fig. 17-11. Centrală dispusă transversal față de conductele forțate:
1 — cameră de încărcare; *2* — conducte forțate; *3* — clădirea centralei; *4* — canal de fugă; *5* — descărcător de ape mari; *6* — drum de acces.

de apă care poate produce deteriorări grave. În unele cazuri se prevede posibilitatea de evacuare a debitelor care s-ar scurge pe versant, fie prin canalul de fugă, fie printr-un canal separat (fig. 17-11).

Se obișnuiește ca distribuitorul să fie amplasat într-o construcție specială, legată de infrastructura centralei, în care conducta și vanele să fie ușor accesibile.

§ 2. POZIȚIA CENTRALEI ÎN CADRUL SCHEMEI DE AMENAJARE

5. Poziția centralelor aeriene

La întocmirea proiectului unei centrale hidroelectrice este necesar să se precizeze poziția centralei în cadrul schemei de amenajare a uzinei hidroelectrice, amplasamentul construcției funcție de căile de acces și de condițiile de acces și restituție a apei, modul de racordare la sistemul energetic.

În ansamblul unei scheme de amenajare se disting două cazuri caracteristice de amplasare a centralei aeriene: la uzinele baraj și la uzinele de derivație.

La uzinele-baraj dispunerea centralei este legată de condițiile topografice și geologice ale amplasamentului și de poziția prizei și a conductelor forțate, care pot fi situate în corpul barajului sau pe versant. Tipurile curent întîlnite au fost prezentate mai înainte și apar în figurile 17-7, 17-8 și 17-9.

La uzinele de tip fluvial poziția centralei în frontul barat este legată de condițiile de curgere și de cele de navigație, atunci cînd este cazul. În funcție de dimensiunile centralei în raport cu cele ale albiei rîului se disting două tipuri principale.

— Cînd albia naturală a rîului este suficient de lată pentru a permite amplasarea clădirii centralei, dispoziția cea mai des întîlnită este cea a centralei bloc (fig. 17-12, *a*), sau, în cazul rîurilor de frontieră, a două centrale bloc pe cele două maluri ale rîului (fig. 17-12, *b*). În cazul rîurilor cu debite foarte mari se adoptă centrale în pile (fig. 17-12, *c*), sau submersibile (fig. 17-12, *d*), la care construcția centralei este fragmentată în pilele stăvilarului, respectiv este situată sub fronturile deversante.

Adoptarea acestor scheme necesită condiții favorabile de curgere și de regim al aluviunilor. Dispunerea în albie a clădirii centralei se face în cazul rîurilor cu

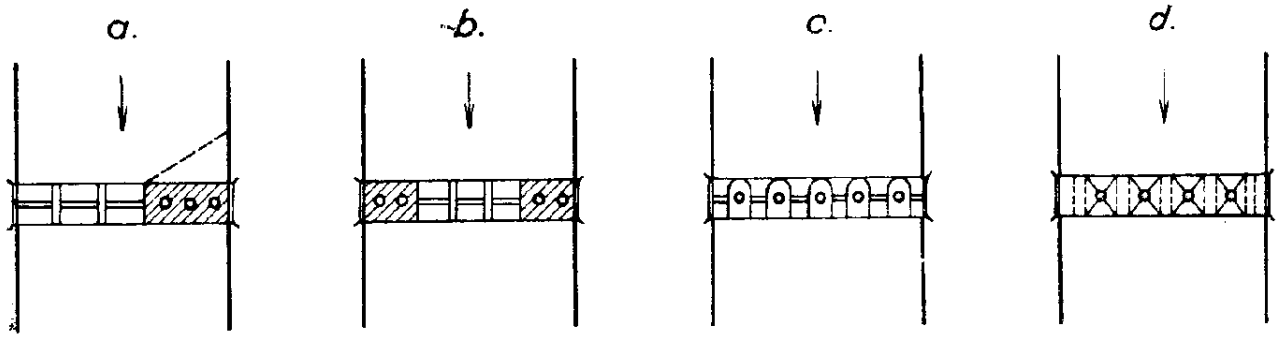


Fig. 17-12. Centrale de tip fluvial în albii naturale late:
a — centrală bloc; *b* — centrale la ambele maluri; *c* — centrală în pile; *d* — centrală submersibilă.

albie adîncă, cu transport redus de gheaţă şi aluviuni tîrîte, avînd maluri înalte şi rezistente la eroziune. De multe ori este recomandat un deflector pentru gheaţă, dispus diagonal pe rîu în faţa centralei (fig. 17-12, *a*).

— Cînd albia rîului nu este suficient de lată pentru a permite amplasarea centralei, se procedează fie la lărgirea albiei, creîndu-se un gol în care se dispune centrala (fig. 17-13, *a*, *b*), fie se amplasează centrala pe un canal de derivaţie (ocolire) paralel cu rîul (fig. 17-13, *c*, *d*). Prima dispoziţie poate avea unele amenajări la intrarea în centrală (fig. 17-13, *a*), sau aceste amenajări pot lipsi (fig. 17-13, *b*).

Poziţia centralei pe canalul de ocolire poate fi în amonte (fig. 17-13, *c*), sau în aval (fig. 17-13, *d*). În cazul dispunerii în amonte costul excavaţiilor de adîncire a canalului este mai mare decît în al doilea caz. În ambele situaţii rezultă condiţii nefavorabile de curgere datorită curburii mari a accesului la centrală. În plus această dispoziţie necesită volume mari de lucrări pentru căile de comunicaţie şi pentru zidul de legătură dintre centrală şi baraj [1]. Dezavantajele arătate pentru centrala pe canal fac ca lărgirea albiei în zona frontului barat să reprezinte o dispoziţie mai avantajoasă economic şi funcţional.

La centralele de derivaţie de mare cădere un rol important pentru alegerea poziţiei centralei îl are derivaţia energetică (aducţiunea, conductele forţate şi canalul de fugă), care reprezintă o parte importantă din schema amenajării. Adoptarea unor derivaţii cît mai scurte pentru o cădere dată contribuie la realizarea unor lucrări economice. Poziţia centralei influenţează deci sensibil investiţia totală şi ca urmare amplasarea ei trebuie făcută pe baza unor calcule tehnico-economice.

La centralele de derivaţie de joasă cădere se tinde spre amplasarea centralei mai aproape de baraj, plasarea ei pe derivaţie fiind adoptată numai în cazul unor economii de investiţii importante. Cazul din urmă prezintă următoarele dezavantaje funcţionale: existenţa canalelor de aducţiune presupune o exploatare mai

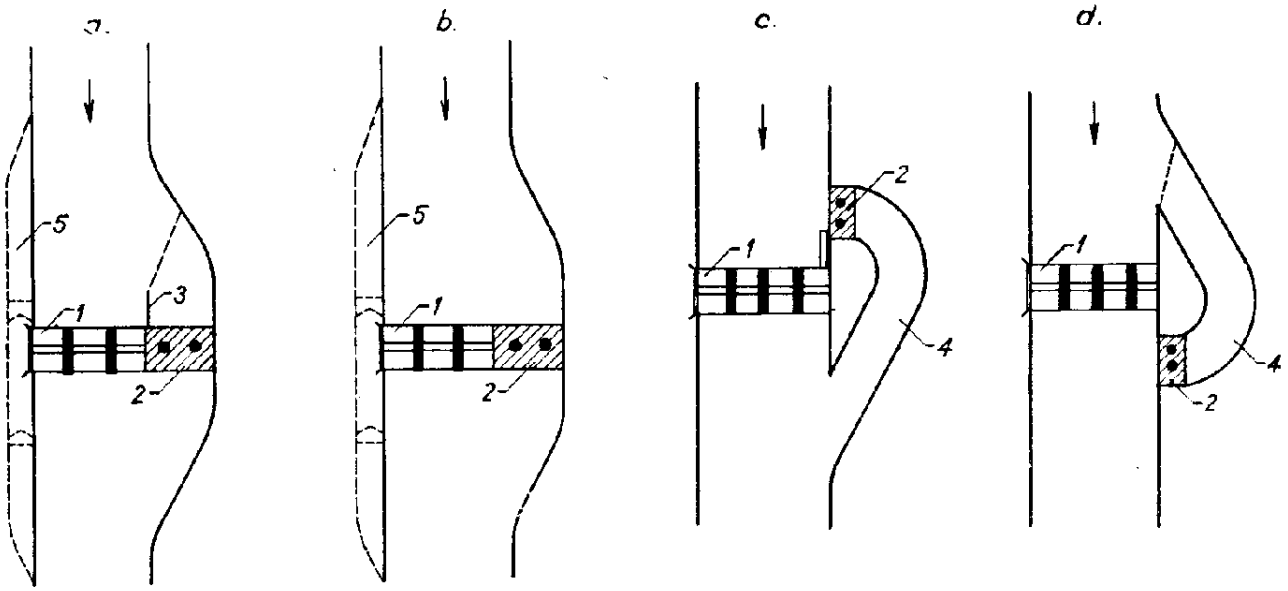


Fig. 17-13. Centrale de tip fluvial în albii naturale înguste:

a — dispusă în zona de lărgire a albiei, cu intrarea amenajată; *b* — dispusă în zona de lărgire a albiei, cu intrare normală; *c* — dispusă pe canal de ocolire, în poziţie amonte; *d* — dispusă pe canal de ocolire, în poziţie aval; *1* — baraj deversor; *2* — construcţia centralei; *3* — avanpilă; *4* — canal de ocolire; *5* — ecluză.

dificilă, în special la pornirile și opririle cu întreaga sarcină; iarna se pot îngrămădi pe canale mari cantități de gheață care trebuie evacuate prin instalații speciale; personalul de exploatare este mai numeros; canalele impun executarea unor mari suprafețe de căptușeli etanșe și a unor volume mari de umpluturi bine compactate [3].

6. Poziția centralelor subterane

În funcție de poziția centralei în cadrul unei uzine hidroelectrice se deosebesc:

— *centrale dispuse în amonte* sau de *tip suedez* (fig. 17-14, *a*), care sînt amplasate în imediata vecinătate a barajului; întreaga cădere este concentrată la captare și necesită o galerie de fugă de mare lungime;

— *centrale dispuse intermediar*, lungimile galerici de aducțiune și a galeriei de fugă fiind de același ordin de mărime (fig. 17-14, *b*);

— *centrale dispuse în aval*, amplasate în partea aval a derivației și avînd o aducțiune de lungime mare, căderea concentrată într-un puț sau galerie forțată, și o galerie de fugă de lungime redusă (fig. 17-14, *c*).

În ceea ce privește dispoziția în plan, centralele subterane se bucură de o libertate mai mare de amplasare decît centralele aeriene. Principalii factori care determină poziția și orientarea unei centrale subterane sînt: condițiile geologice (natura rocilor și direcția straturilor); posibilitatea de a prevedea o galerie de acces de lungime cît mai redusă și înclinare cît mai aproape de orizontală; realizarea unei soluții de ansamblu cît mai avantajoase, ținînd seama de aducțiune, de galeria forțată și de galeria de fugă. În figura 17-15 se indică o dispoziție în plan caracteristică pentru o centrală subterană [4].

7. Condițiile de acces și restituție a apei

Condițiile de curgere ale apei care acționează turbinele trebuie să fie cît mai bune, atît la acces cît și la restituție. Această cerință este cu atît mai importantă cu cît debitul este mai mare. Toate racordurile canalelor și conductelor trebuie să fie hidrodinamice, iar rugozitatea pereților să fie cît mai redusă. Dimensionarea și profilarea conductelor și a canalelor de racord cu priza sau cu distribuitorul, respectiv cu canalul de fugă, se realizează de către constructorii de turbine, la lucrări importante recomandîndu-se a se face verificări prin studii de laborator.

Dirijarea apei în centrală se face în principiu după trei direcții, atît dinspre amonte cît și dinspre aval: în direcția axei centralei, la exteriorul acesteia; în direcția axei centralei, la interiorul acesteia; în direcție transversală față de centrală. În figura 17-16 se indică schematic combinațiile posibile între direcția de acces a apei și cea de restituție.

La debite mari, cea mai indicată este schema cu accesul și restituția apei pe direcție transversală construcției, deoarece în acest caz se realizează mai puține schimbări în direcția de curgere a apei și se reduc pierderile de sarcină [5].

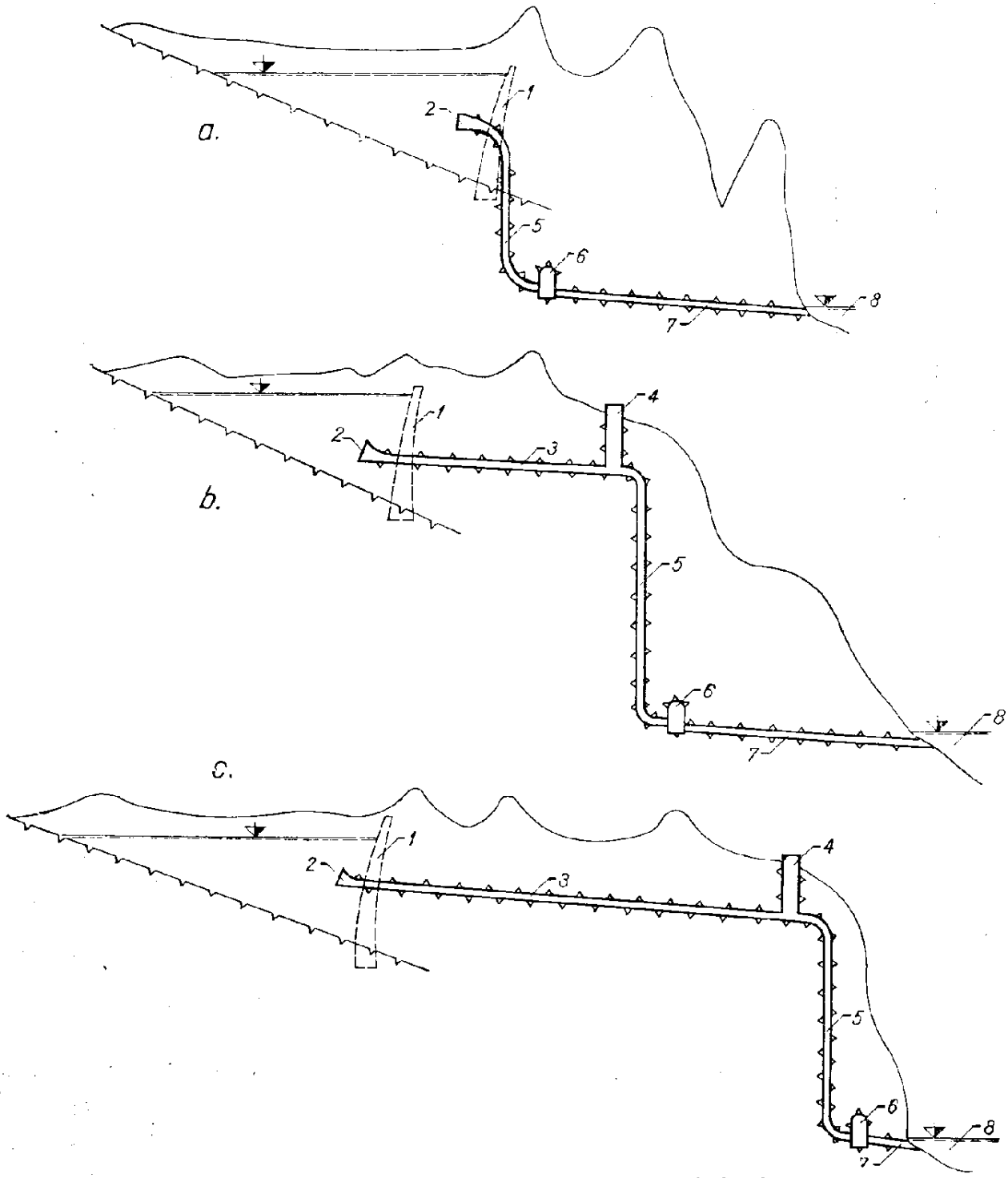


Fig. 17-14. Poziția centralei subterane pe derivație:

a — în amonte; *b* — în zona de mijloc a derivației; *c* — în aval; *1* — baraj; *2* — priză; *3* — aducțiune; *4* — castel de echilibru; *5* — puț forțat; *6* — caverna centralei; *7* — galerie de fugă; *8* — rîu.

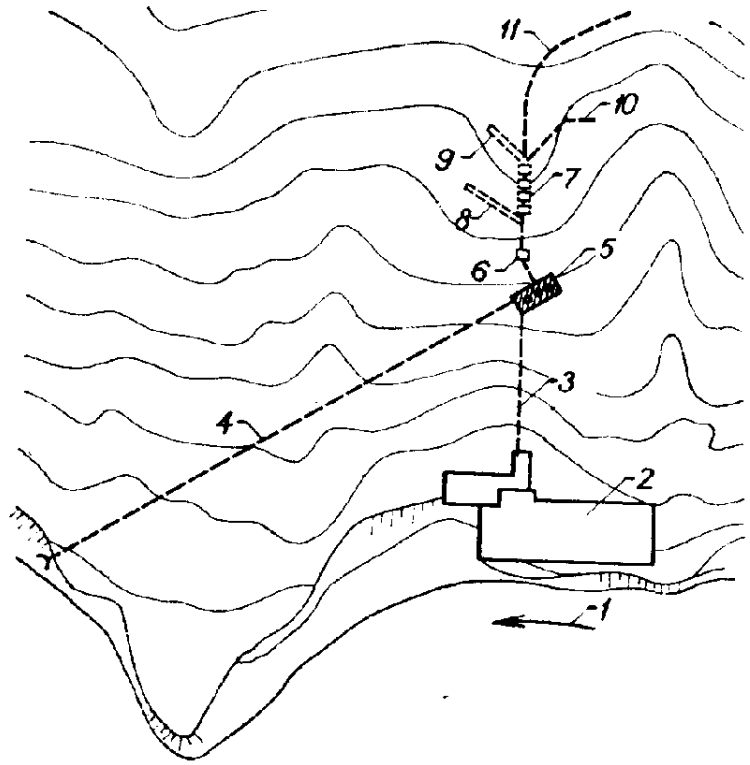


Fig. 17-15. Dispoziția în plan a unei centrale subterane:
1 — rîu; *2* — platforma transformatoarelor; *3* — galerie de acces; *4* — galerie de fugă; *5* — caverna centralei; *6* — puț forțat; *7* — castel de echilibru; *8* — cameră inferioară; *9* — cameră superioară; *10* — fereastră de atac; *11* — aducțiune.

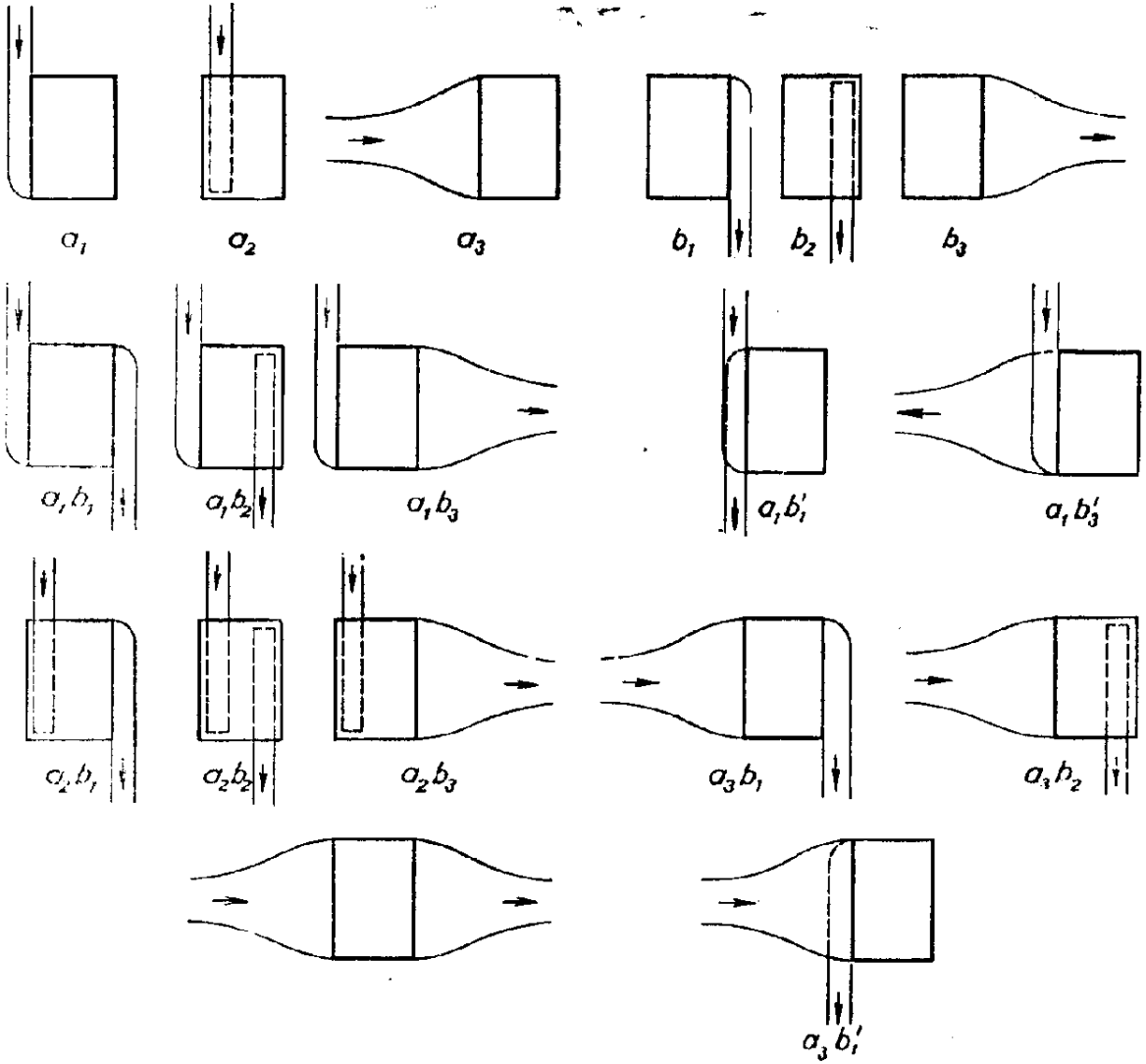


Fig. 17-16. Scheme de acces și restituție a apei la centrală:
a — acces; *b* — restituție; *1* — axial lateral; *2* — axial frontal; *3* — transversal.

În multe cazuri, schema de acces şi de restituţie este impusă de condiţii topografice şi geologice, care determină orientarea conductei forţate şi a canalului de fugă, cît şi dispoziţia în plan a centralei.

8. Accesele la centrală

Posibilităţile de acces la centrală influenţează poziţia şi cota platformei de montaj şi astfel dispoziţia generală. Accesul se asigură pe căi ferate normale sau şosele, care se proiectează astfel încît să permită transportul echipamentului pînă la platforma de montaj. Drumurile trebuie situate la cote neinundabile, iar pentru respectarea razelor minime ca şi a celorlalte elemente specifice trebuie ţinut seamă de faptul că transporturile pentru o centrală hidroelectrică în exploatare sînt foarte reduse. În centrale mai puţin importante şi cu drumuri de acces lungi se prevăd şosele de acces cu bandă simplă.

Atunci cînd centrala este amplasată pe o cale navigabilă este recomandabil să se prevadă şi o posibilitate de acces pe apă. Descărcarea şi încărcarea pieselor trebuie să se desfăşoare cu cît mai puţine manipulări intermediare.

La centralele subterane, pentru a asigura transportul pieselor grele la platforma de montaj din subteran ca şi accesul personalului, sînt necesare amenajări suplimentare faţă de centralele aeriene. Personalul de exploatare are două accese distincte, unul numai pentru el (cîte odată comun cu galeria cablurilor) şi un al doilea care asigură şi accesul echipamentului greu. Căile de acces pentru echipamentul greu pot fi tunele de acces auto, puţuri şi galerii de racord, sau galerii înclinate. Alegerea soluţiei se face în fiecare caz în parte pe baza comparării mai multor variante.

Dimensiunile tunelurilor de acces se aleg funcţie de gabaritele maxime ale pieselor echipamentului şi de mijloacele de transport. Secţiunea este în general în formă de potcoavă sau cu pereţi verticali şi boltă circulară. În perioada de execuţie a centralei aceste tuneluri servesc la evacuarea sterilului şi la transportul betonului, astfel încît este avantajos ca panta lor să fie mai redusă. Ea poate să ajungă însă pînă la 14 ... 15% avînd în vedere că, la o diferenţă de nivel dată între platforma de la exterior a centralei şi platforma de montaj, lungimea tunelului de acces, şi deci şi costul său, este invers proporţională cu panta adoptată. La aceasta se adaugă faptul că lungimea tunelului de acces este în general mică şi frecvenţa transporturilor în timpul exploatării este redusă.

Tunelurile de acces auto în centralele subterane reprezintă de obicei soluţia optimă din punctul de vedere al condiţiilor de exploatare. În toate situaţiile trebuie studiată această variantă, urmînd a fi eliminată numai în cazul unui dezavantaj economic categoric [3].

În cazul cînd pentru accesul în centrală se adoptă puţuri şi galerii de racord, sau galerii înclinate, la partea superioară a acestora se prevăd construcţii speciale dotate cu utilaje de ridicat şi transportat (fig. 17-17). Aceste utilaje asigură încărcarea şi descărcarea echipamentului în şi din mijloacele de transport, precum şi transportul acestuia pe diferenţa de nivel în subteran. Alegerea traseelor galeriilor de acces şi de cabluri se face ţinînd seama de condiţiile topografice şi hidrologice de la suprafaţă, deoarece intrarea în galerii trebuie să fie neinundabilă.

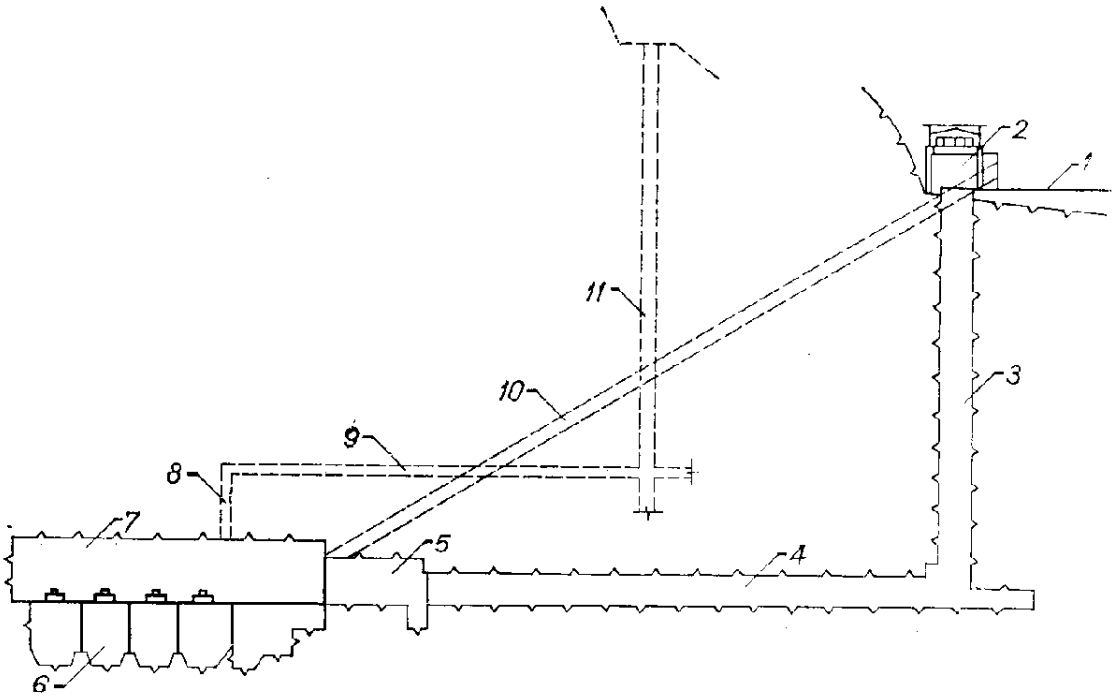


Fig. 17-17. Schema acceselor la centrala subterană Argeș:
1 — platformă exterioară; *2* — turn de montaj; *3* — puț de acces al echipamentului greu; *4* — galerie orizontală; *5* — caverna transformatoarelor; *6* — blocul agregatelor; *7* — sala mașinilor; *8* — puț de ventilație; *9* — galerie de ventilație; *10* — galerie pentru cabluri; *11* — puț de atac.

9. Racordarea la rețea

Racordarea centralei la rețeaua electrică de transport se face prin instalații electrice de înaltă tensiune. O variantă de racordare constă în conectarea generatoarelor la un sistem de bare colectoare de la care se alimentează atît transformatoarele ridicătoare cît și serviciile interne ale centralei. La centralele mari, pentru serviciile interne se prevede o a doua sursă de alimentare sub forma unor transformatoare coborîtoare, agregate hidro auxiliare (grupuri de casă) sau grupuri Diesel. În altă variantă, generatoarele se conectează bloc cu transformatoarele ridicătoare de tensiune. Alimentarea serviciilor interne se face prin intermediul transformatoarelor coborîtoare conectate la rețeaua de înaltă tensiune.

Instalațiile electrice de distribuție de înaltă tensiune se realizează ca stații de transformare exterioare. În toate cazurile se caută ca amplasarea stației de transformare să fie cît mai aproape de clădirea centralei pentru a reduce pierderea de energie între generatoare și transformatoare.

Partea de construcție a stațiilor de transformare se execută dintr-un sistem de stîlpi și grinzi de beton armat sau de metal. Pentru stațiile curente există stîlpi și grinzi de beton armat tipizate, prefabricate centrifugat.

În cazul centralelor subterane, pentru amplasarea transformatoarelor la suprafață sau în subteran, criteriul acceptat în Italia, unde s-au executat numeroase centrale subterane, este următorul [4]: dacă lungimea cablurilor rezultă mai redusă de 250 m transformatoarele se amplasează la exterior; dacă lungimea este mai

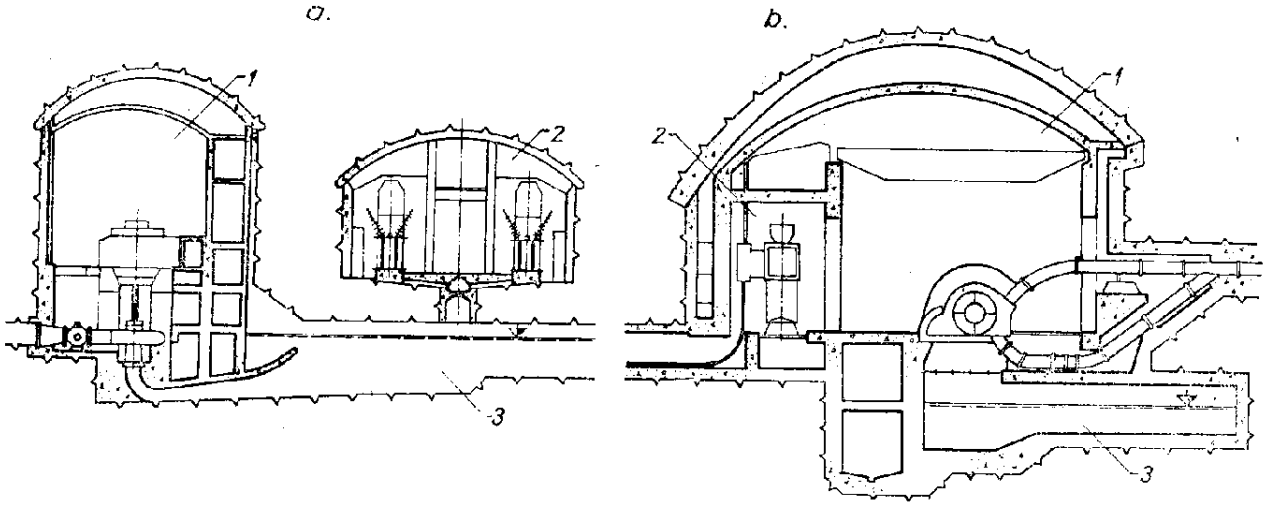


Fig. 17-18. Amplasarea transformatoarelor la centralele subterane:
a — în cavernă separată; *b* — în caverna sălii mașinilor; *1* — sala mașinilor; *2* — sala transformatoarelor; *3* — galerie de fugă.

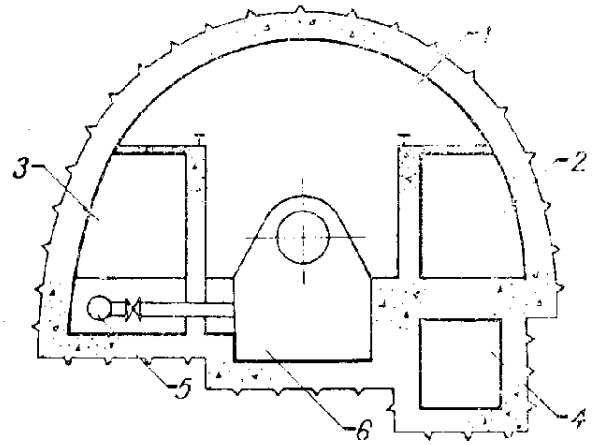


Fig. 17-19. Centrală subterană cu cavernă unică:
1 — sala mașinilor; *2* — sala transformatoarelor; *3* — casă de vane; *4* — galerie de fugă; *5* — conductă forțată; *6* — turbină.

mare decît 350 m transformatoarele se amplasează în subteran; pentru lungimi intermediare, soluția se alege de la caz la caz funcție de studiile comparative.

În cazul amplasării transformatoarelor în subteran, se poate prevedea o cavernă separată (fig. 17-18, *a*), sau o amplasare chiar în caverna sălii mașinilor (fig. 17-18, *b*). La unele centrale moderne s-au amplasat într-o cavernă unică atît agregatele cît și vanele și transformatoarele [6] (fig. 17-19). Se ajunge însă în acest ultim caz la lățimi foarte mari ale cavernei (20 ... 25 m), ceea ce impune existența unor condiții geologice foarte favorabile.

§ 3. DISPOZIȚIA GENERALĂ A CLĂDIRII CENTRALEI

10. Generalități

Dispoziția generală a unei centrale depinde de mărimea ei. La centralele mici, cu grupuri puține, centrala se confundă cu sala mașinilor care este alcătuită din blocul sau blocurile agregatelor și blocul de montaj.

La centralele mari, cu grupuri multe, în afara sălii mașinilor se mai prevăd construcții anexe și anume: blocul de comandă, care adăpostește camera de comandă; încăperi anexe și încăperi pentru personalul de exploatare; turnul de decuvare cu pod rulant fix pentru decuvarea transformatoarelor; ateliere mecanice, electrice, depozite și magazii etc.

11. Cotele de amplasare ale echipamentului principal

Poziția turbinelor în elevație depinde în principal de nivelurile maxime și minime ale apei în bieful aval, respectiv în canalul de fugă, și de caracteristica de cavitație a turbinelor. Aceasta determină cota turbinei față de nivelul aval. Condițiile de fundare influențează și ele amplasarea mai sus sau mai jos a centralei, funcție de cota rocii sănătoase.

Legat de cota de așezare a turbinelor rezultă cota de amplasare a tuturor elementelor centralei. La centralele fluviale, și uneori și la cele de derivație, cota maximă a apei în bieful amonte poate influența și ea dispoziția pe înălțime a centralei.

Este știut că, dacă turbina este situată la o înălțime prea mare deasupra nivelului apei din canalul de fugă, presiunea în secțiunea de ieșire a turbinei scade mult și poate apare cavitația. Deci pentru siguranță împotriva cavitației turbina trebuie să fie situată la nivel cît mai coborît. Pe de altă parte, constructiv, există tendința de ridicare a clădirii centralei și deci și a turbinei, pentru a reduce volumul de excavații.

Înălțimea la care este situată camera turbinei față de nivelul aval se numește înălțime de aspirație. Valoarea înălțimii de aspirație maxim admisibilă este dată de formula lui *Thoma*:

$$h_s = \frac{p_0}{\gamma} - \sigma H, \tag{1}$$

unde:

p_0 — presiunea atmosferică;
H — căderea netă a uzinei;
σ — coeficient de cavitație dependent de tipul turbinei și de turația ei specifică n_s.

Se observă că pentru anumite valori σ și H înălțimea de aspirație poate deveni negativă (turbinele se amplasează sub cota apei din aval) și în acest caz turbina se numește cu contrapresiune. Calculul înălțimii de aspirație pentru agregatele cu ax orizontal se raportează la punctul superior al secțiunii de intrare în rotorul turbinei, de unde rezultă cota de amplasare a arborelui agregatului.

Valoarea înălțimii de aspirație trebuie stabilită pentru toate combinațiile de sarcini ale agregatelor, căderi și poziții ale nivelului aval. Dat fiind că poziția turbinelor este condiționată de nivelul minim din aval, determinarea acestuia trebuie făcută riguros, ținînd seama de modificările posibile în timp. În general, în regimul barat creat, există tendința de spălare a aluviunilor din bieful aval și de adîncire treptată, ceea ce conduce la coborîrea nivelului apei lîngă clădirea centralei [1]. De exemplu, la o uzină baraj de cădere medie, amplasată într-o zonă în care depunerile aluvionare erau de 30 ... 40 m, coborîrea nivelului aval

în noul regim creat a fost de 6 ... 7 m. În situaţia amenajărilor în cascadă nivelurile aval sînt dictate de regimul amenajărilor din aval.

Mărirea turaţiei specifice n_s a turbinei micşorează înălţimea de aspiraţie, dar prin sporirea turaţiei se micşorează şi diametrul şi greutatea generatorului, şi deci dimensiunile sălii maşinilor şi ale utilajului de ridicare. În figura 17-20 sînt prezentate două variante de dispoziţie pe verticală a clădirii centralei.

În situaţia *(a)* turaţia este mai redusă, înălţimea de aspiraţie mai mare şi deci cota de fundare a centralei este mai ridicată. În situaţia *(b)*, datorită turaţiei mari, turbina este cu contrapresiune şi cota de fundare mult coborîtă. Se remarcă însă că generatoarele au diametre mult mai mici şi la fel şi lăţimea centralei este mai redusă. La adoptarea uneia dintre cele două dispoziţii trebuie făcută o comparaţie tehnico-economică, ţinînd seama şi de randamentul turbinelor. Condiţiile geologice pot avea o importanţă decisivă. Dacă cota stîncii este coborîtă, adoptarea schemei *(b)* pentru a asigura fundarea pe rocă este justificată. Dacă roca apare la zi, pentru a reduce volumul de săpături în stîncă, se adoptă schema (*a*).

Uneori fundaţia centralei şi cota echipamentului trebuie să fie ridicate, în ideea de a asigura accesul în clădire în perioada nivelurilor ridicate în aval. Dacă aceste niveluri se repetă foarte rar se poate renunţa la ridicarea clădirii centralei, luînd însă măsuri împotriva acţiunii lor defavorabile.

La centralele fluviale cota de amplasare a turbinelor se găseşte sub nivelul minim al biefului amonte, cu condiţia de respectare a înălţimii de aspiraţie limită (fig. 17-21, *a*). Sînt situaţii cînd, din dorinţa de a reduce excavaţiile pentru fundaţii, se ridică camera turbinei peste nivelul minim amonte (fig. 17-21, *b*). În acest caz camera turbinei se realizează sifonată, fapt care aduce în plus şi o simplificare a dispoziţiilor constructive la intrarea în turbină.

Turbinele cu acţiune trebuie astfel dispuse încît punctul inferior al rotorului să fie situat la 1,0 ... 1,5 m deasupra nivelului maxim al apei din canalul de fugă, ceea ce reduce posibilitatea de variaţie a cotei.

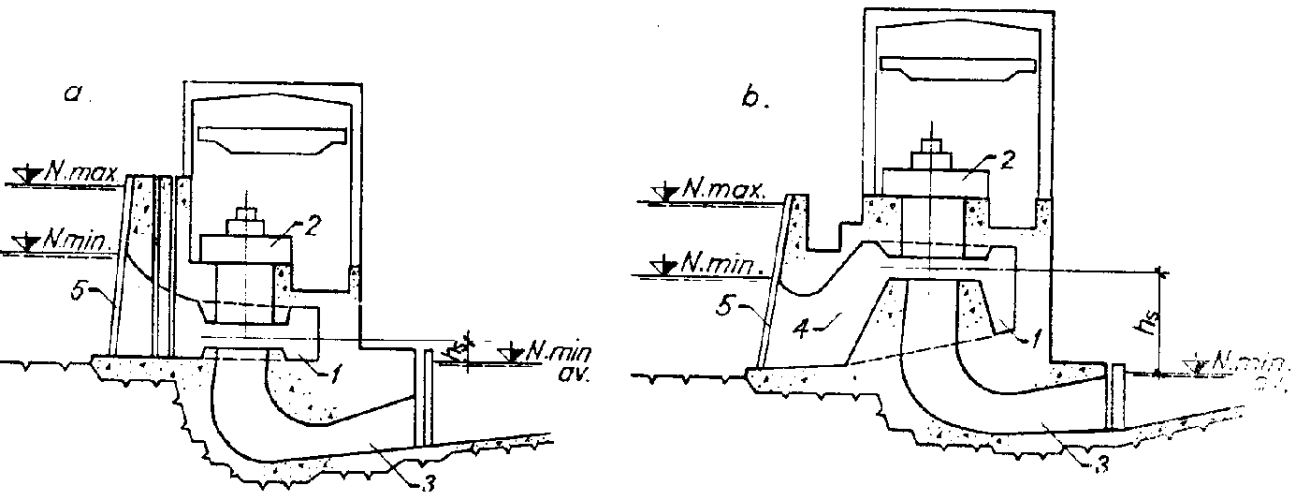


Fig. 17-20. Variante de dispoziţie pe verticală a clădirii centralei:
a — cu turbine cu turaţie specifică redusă; *b* — cu turbine cu turaţie specifică mare şi contrapresiune; *1* — turbină; *2* — generator; *3* — aspirator.

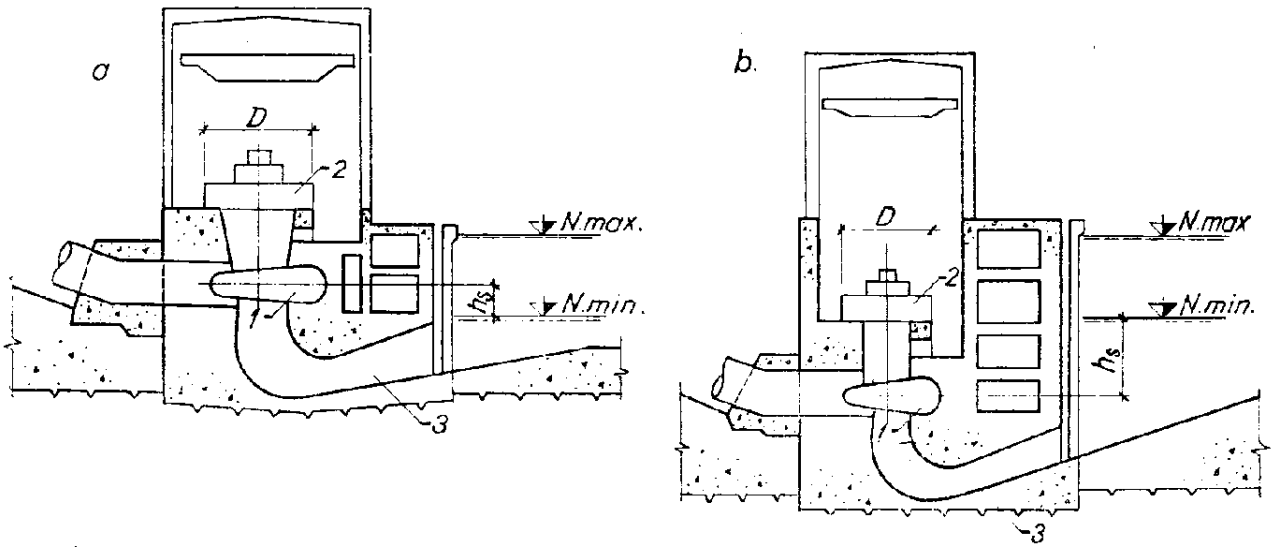


Fig. 17-21. Poziția echipamentului în funcție de nivelul minim din amonte:
a — camera turbinei sub nivelul minim; *b* — camera turbinei sifonată; *1* — cameră spirală; *2* — generator; *3* — aspirator.

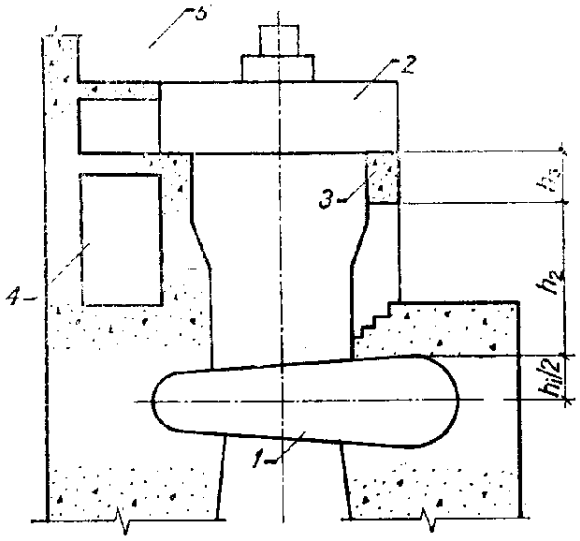


Fig. 17-22. Amplasarea generatorului față de turbină:
1 — cameră spirală; *2* — generator; *3* — inel de fundare; *4* — gospodării anexe; *5* — sala mașinilor.

Cota de amplasare a generatorului față de turbină se determină conform figurii 17-22. Peste camera spirală, de înălțime h_1, se prevede înălțimea h_2, pentru amplasarea dispozitivelor de reglaj ale turbinelor și pentru a crea spațiul necesar deservirii lor. Dacă fundația generatoarelor are înălțimea h_3, atunci suma $(h_1/2 + h_2 + h_3)$ determină cota bazei generatoarelor și implicit cota pardoselii sălii mașinilor.

12. Influența poziției axelor agregatelor asupra dispoziției în elevație

Cota pardoselii sălii principale a centralei depinde direct de faptul dacă axul turbinei este vertical sau orizontal și de nivelul maxim al apei din bieful aval. În cazul cînd axul este orizontal, turbinele și generatoarele sînt dispuse la aceeași cotă și sala principală se numește *sala mașinilor* (fig. 17-23).

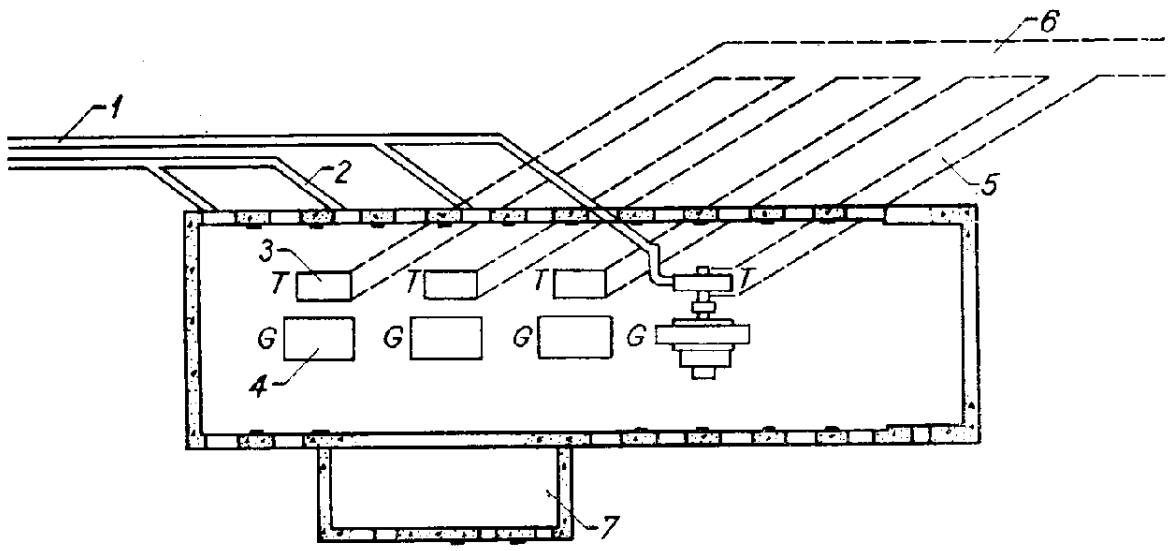


Fig. 17-23. Sala maşinilor la o centrală cu grupuri cu ax orizontal:
1 — conductă forţată; *2* — distribuitor; *3* — turbină; *4* — generator; *5* — canal de restituţie; *6* — canal de fugă; *7* — spaţii anexe.

Dacă axul este vertical, sînt posibile în principiu două poziţii ale sălii principale [2] (fig. 17-24, *a*, *b*). În dispoziţia *(a)*, folosită la centrale de putere mijlocie şi mare, sala principală este numită *sala generatoarelor*, iar accesul la turbine se asigură din galerii amplasate la o cotă inferioară. În dispoziţia *(b)*, sala maşinilor are două niveluri diferite de pe care se poate realiza atît deservirea turbinelor cît şi aceea a generatoarelor. Avantajul acestei dispoziţii faţă de cea din varianta *(a)* constă în posibilităţile mai bune de acces, vizitare şi iluminat. Muchia de separaţie dintre cota superioară şi cea inferioară a pardoselii poate fi formată din segmente de dreaptă (fig. 17-25, *a*), sau din drepte şi curbe

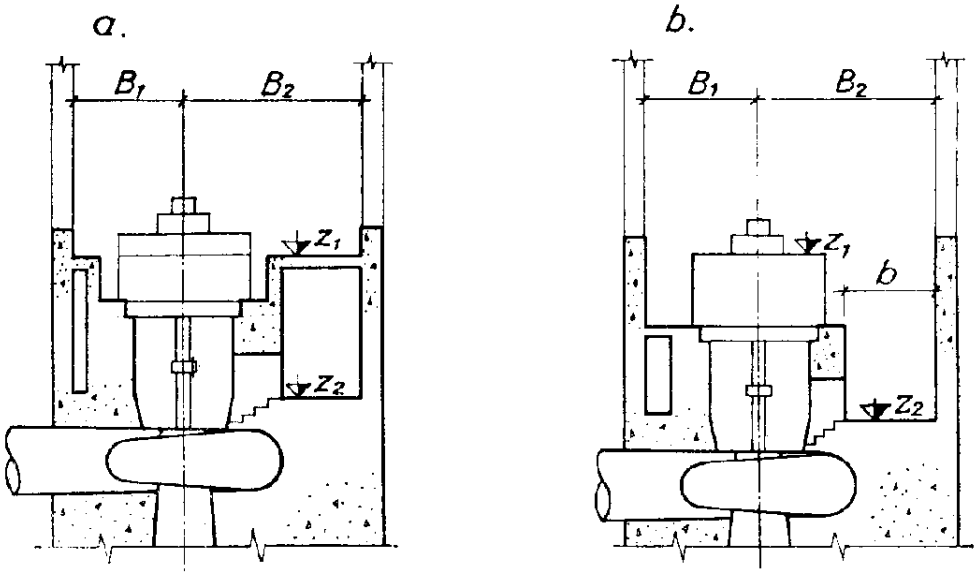


Fig. 17-24. Sala maşinilor la centrale cu grupuri cu ax vertical:
a — pe un singur nivel; *b* — pe două nivele.

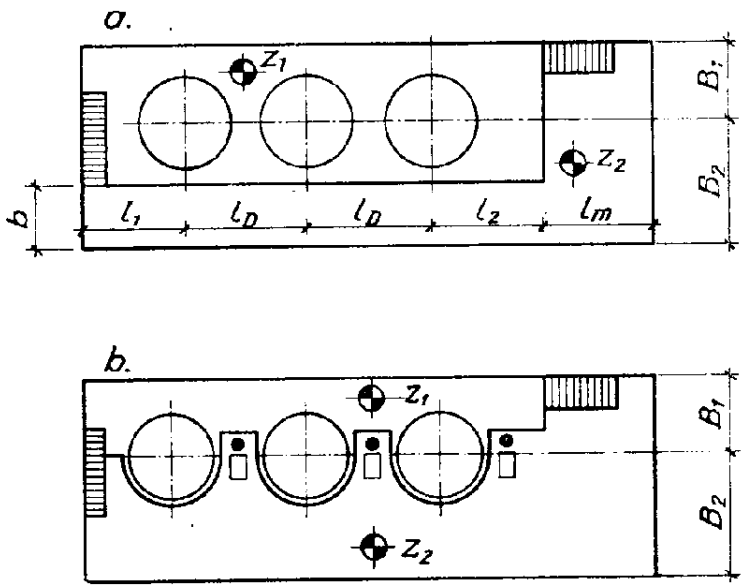


Fig. 17-25. Dispoziția în plan a nivelurilor sălii mașinilor: *a* — cu contururi drepte; *b* — cu contururi curbe.

(fig. 17-25, *b*). În ultimul caz este posibilă o amplasare mai rațională a echipamentului de reglaj al turbinelor în intrîndurile dintre generatoare.

13. Dimensiunile în plan ale clădirii centralei

Lungimea clădirii depinde de numărul de agregate și de spațiul repartizat unui agregat. Dacă numărul agregatelor este stabilit, spațiul pentru agregat poate fi determinat de unul din următorii factori: lățimea canalului de intrare sau a panoului grătarului plus grosimea unei pile; lățimea camerei spirale plus grosimea unuia dintre pereții despărțitori; lățimea aspiratorului plus grosimea unei pile de dirijare aval; diametrul generatorului plus spațiul de întreținere.

La centralele de joasă cădere unul dintre primii trei factori poate fi determinant, de obicei lățimea camerei spirale atunci cînd este vorba de puteri și debite mari. În cazul căderilor mijlocii și mari hotărîtoare sînt dimensiunile generatoarelor. În figura 17-26 este prezentată schema dimensiunilor principale ale clădirii în acest caz. Distanța dintre axele generatoarelor l_D este determinată de mărimea deschiderii dintre generatoare l_{desch} care depinde de condițiile lor de fundare și de exploatare.

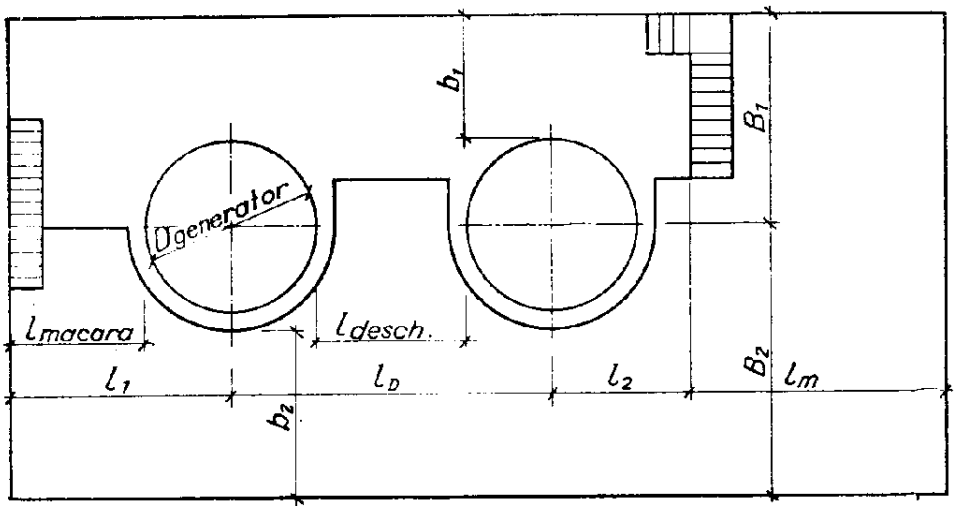


Fig. 17-26. Schema dimensiunilor principale ale clădirii centralei.

Distanţele minime b_1 şi b_2 care determină lăţimea centralei depind de spaţiile impuse de furnizor sau de exploatare, sau de lungimea drumului de trecere a apei de la acces la restituţie, pentru a asigura condiţii hidraulice favorabile.

Lungimea platformei de montaj l_m creşte cu numărul agregatelor şi cu reducerea termenelor de montaj. Cînd platforma de montaj şi sala maşinilor sînt la aceeaşi cotă se poate utiliza o parte din planşeul sălii ca platformă suplimentară de montaj. Lungimea platformei se ia egală cu distanţa dintre agregate l_D independent de numărul lor. Dacă cota platformei de montaj este diferită de cota sălii maşinilor, pentru un număr mai mare de agregate (4 ... 6) lungimea platformei se ia 1,20 ... 1,50 distanţa dintre agregate. În toate cazurile această lungime trebuie să ţină seama de proiectul de montaj [7].

14. Repartizarea echipamentului principal în sala maşinilor

Amplasarea agregatelor în cadrul clădirii poate fi foarte variată şi depinde de drumul apei în centrală şi de poziţia centralei în raport cu derivaţia energetică.

În figura 17-27 schemele (*a*) şi (*b*) corespund dispunerii agregatelor cu ax vertical, ale căror camere spirale sînt orientate normal sau sub un unghi faţă de axul longitudinal al clădirii. Schemele (*c*), (*d*) şi (*e*) pentru agregate cu ax orizontal arată mai multe moduri de dispunere a agregatelor faţă de conturul clădirii. Dimensiunile în plan ale centralei variază funcţie de amplasarea agregatelor şi de schema de aducere a apei la turbină. În schema (*f*) turbinele sînt amplasate în cameră descoperită, fiind dezaxate. Această dispunere se poate aplica şi cînd accesul apei se face prin conducte forţate.

La agregatele cu ax vertical dispunerea agregatelor în clădirea centralei poate varia nu numai ca direcţie ci şi ca distanţă faţă de pereţii clădirii.

În figura 17-28, *a* axele agregatelor sînt situate în axul longitudinal al clădirii. În figura 17-28, *b*, *c* agregatele sînt deplasate către unul din pereţi. La o lăţime

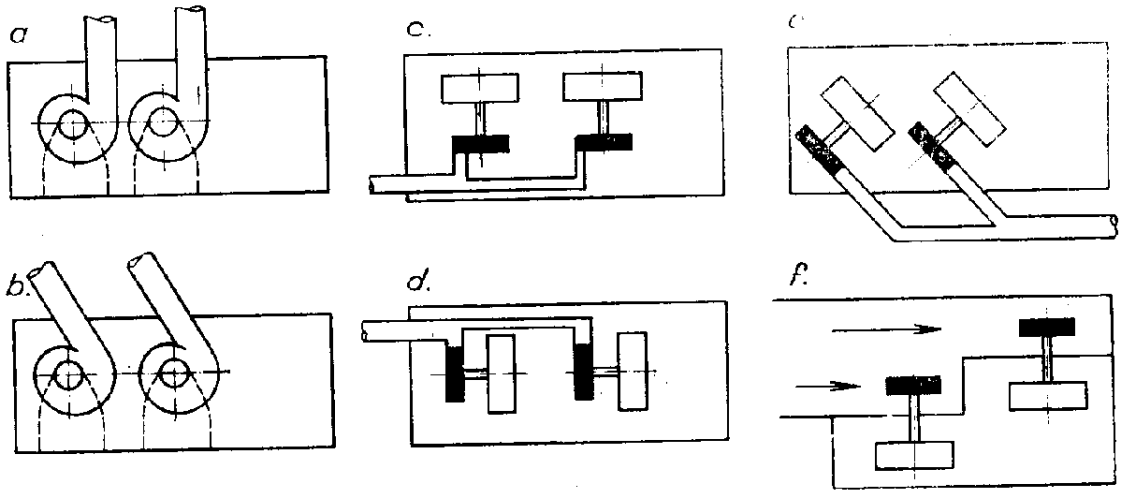


Fig. 17-27. Dispunerea agregatelor faţă de axul longitudinal al clădirii centralei:
a — agregate cu ax vertical orientate normal; *b* — agregate cu ax vertical orientate înclinat; *c* — agregate cu ax orizontal orientate în lungul direcţiei de curgere; *d* — agregate cu ax orizontal orientate normal pe direcţia de curgere; *e* — agregate cu ax orizontal orientate înclinat; *f* — agregate cu turbine cu cameră deschisă orientate decalat.

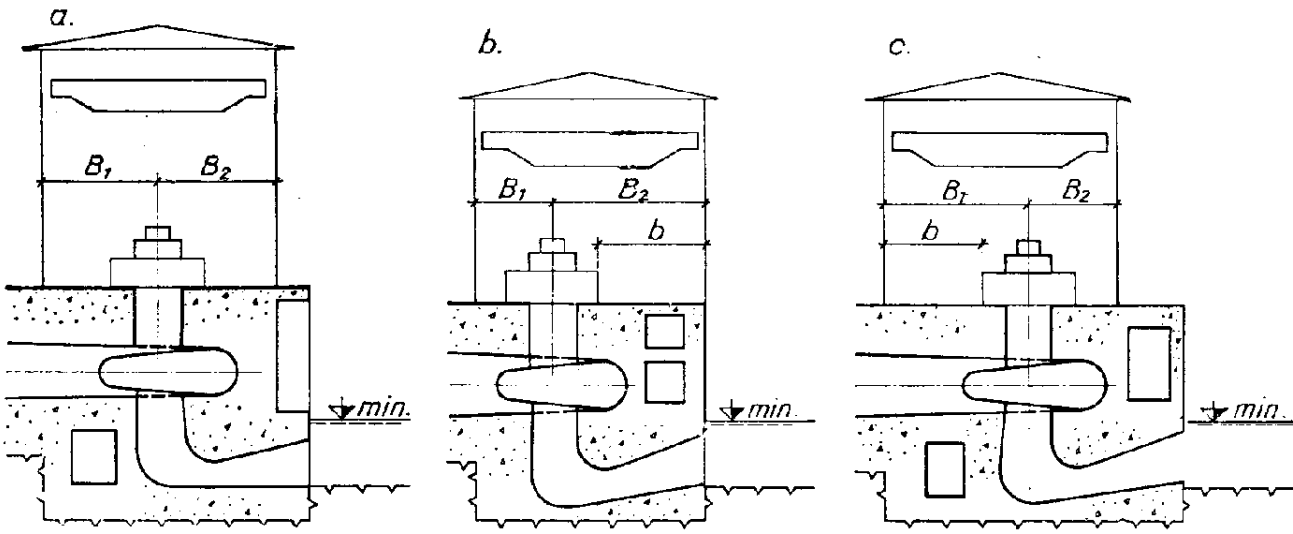


Fig. 17-28. Amplasarea agregatelor față de pereții centralei:
a — în axul clădirii; *b* — către peretele amonte; *c* — către peretele aval.

egală a clădirii pentru toate variantele, schemele (*b*) și (*c*) creează spațiul *b* relativ larg, care poate fi utilizat la lucrările de întreținere și montaj și servește și pentru utilajul auxiliar mărunt. Această așezare este avantajoasă și pentru că permite ca la montaj piesele unuia dintre agregate să fie transportate prin acest spațiu, pe lîngă celelalte agregate. În acest fel se poate reduce corespunzător înălțimea clădirii față de schema (*a*), la care piesele agregatului în montaj se aduc pe deasupra celorlalte agregate aflate în exploatare. În plus, în cazul așezărilor (*b*) și (*c*) masivele de fundație se concentrează pe o latură sau pe cealaltă, permițînd crearea unor încăperi mai largi pentru echipamentul auxiliar.

15. Influența numărului agregatelor asupra dimensiunilor centralei

Pentru o anumită putere instalată în centrală sînt posibile diferite soluții în ceea ce privește numărul agregatelor. În figura 17-29 se ilustrează schematic influența pe care o poate avea numărul agregatelor asupra dimensiunilor în plan. În cazul măririi numărului de agregate și al micșorării puterii și dimensiunilor fiecăruia dintre ele, lungimea clădirii se mărește, iar lățimea și înălțimea ei, ca și adîncimea fundațiilor, se micșorează.

În general există tendința de a se prevedea unități de putere cît mai mare, ceea ce reduce volumul construcției și simplifică în unele cazuri schema constructivă. Această tendință este însă limitată de posibilitățile de producție ale fabricilor și de faptul că, prin mărirea puterii unitare a agregatelor, scade turația acestora, ceea ce este dezavantajos la căderi mici [8].

La unele centrale mai vechi se foloseau agregate de puteri diferite pentru adaptarea la sarcinile variabile impuse de consumatori. Acest sistem nu se mai folosește, deoarece printre altele conduce la o utilizare nerațională a spațiului. Dispoziția interioară este de asemenea determinată de faptul că în numărul agregatelor este prevăzut și unul de rezervă, sau există *turbine de casă* pentru deservirea nevoilor proprii.

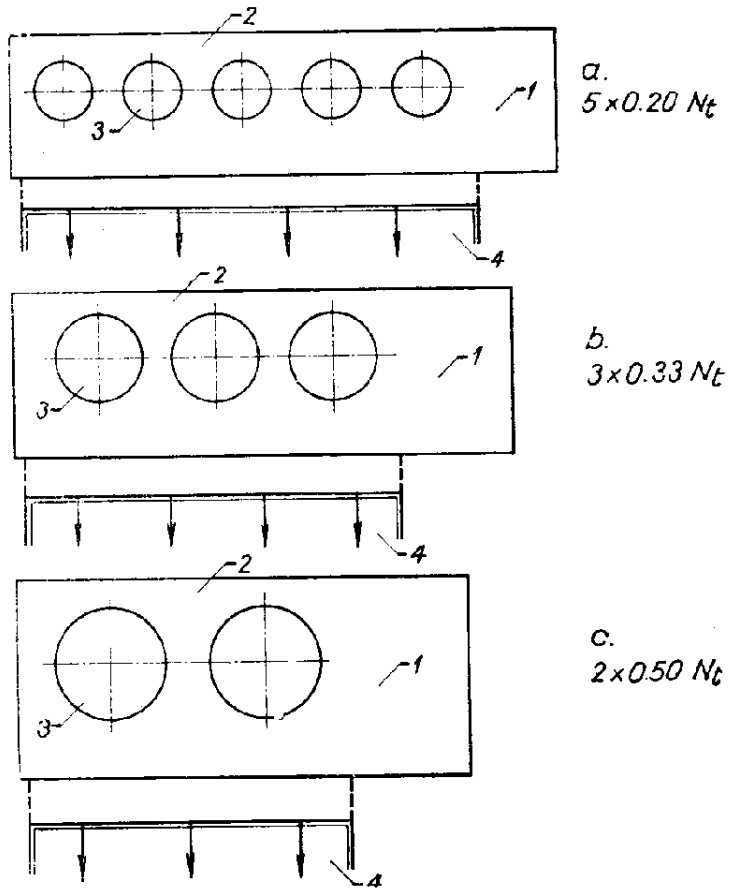


Fig. 17-29. Variaţia proporţiilor centralei cu numărul de agregate:
a — puterea instalată în cinci grupuri; *b* — puterea instalată în trei grupuri; *c* — puterea instalată în două grupuri; *1* — platformă de montaj; *2* — sala maşinilor; *3* — agregat; *4* — canal de fugă.

§ 4. ALCĂTUIREA INFRASTRUCTURII

16. Generalităţi

Infrastructura are rolul de a susţine echipamentul principal al centralei. Ea cuprinde şi golurile şi canalele necesare pentru accesul şi evacuarea apei de acţionare a turbinelor, pentru cablurile electrice, conductele de aer, instalaţiile de ulei sub presiune şi pentru alte instalaţii auxiliare. Infrastructura cuprinde de obicei două blocuri distincte, blocul agregatelor şi blocul de montaj.

Blocul agregatelor, ca alcătuire şi dimensiuni, este influenţat de următorii factori:

— *fluxul hidraulic* (racordul cu conducta forţată sau cu bieful amonte, carcasa spirală şi aspiratorul),

— *echipamentul principal* (turbine şi generatoare),

— *condiţiile de montaj şi demontaj* ale echipamentului principal.

La centralele cu grupuri cu aspiratoare, amplasarea aspiratoarelor determină înălţimea masivului infrastructurii. Lungimea blocului este dependentă şi de prezenţa vanelor cu închidere rapidă din faţa turbinelor.

Blocul de montaj are pe planșeul superior platforma de montaj, iar în infrastructură încăperi anexe ca: stații de pompare centralizate, stații de compresoare, gospodării de ulei, instalațiile apei de răcire etc. Platforma de montaj a centralei trebuie să asigure condițiile necesare pentru montarea și demontarea echipamentului principal și auxiliar din centrală. Pentru că ea este deservită de aceleași poduri rulante care deservesc și blocul agregatelor, lățimea ei este egală cu cea a blocului. Lungimea platformei de montaj depinde de lățimea ei, de numărul de agregate și de distanța dintre axele grupurilor. Cota pardoselii platformei poate fi aceeași cu cea a sălii mașinilor, superioară sau inferioară acesteia, ea depinzînd în fiecare caz în parte de condițiile de acces la centrală și de cele locale [3].

17. Infrastructura centralelor cu turbine cu cameră deschisă

Turbinele cu cameră deschisă se folosesc numai la centralele de joasă cădere, rotorul fiind amplasat într-o cameră cu nivel liber (fig. 17-30). La centralele de acest tip se deosebesc ca elemente constructive caracteristice priza, camera turbinei, aspiratorul și canalul inferior [9].

Priza este partea prin care apa pătrunde din bieful amonte în camera turbinei. Părțile componente ale prizei sînt pragul de intrare, grătarul și stavilele.

Pragul de intrare se prevede pentru a se evita pătrunderea aluviunilor tîrîte pe fund.

Grătarul este rezemat pe pragul de intrare și uneori pe un timpan la partea superioară. Distanța dintre bare este în general 3 ... 10 cm și se stabilește în funcție de interspațiul dintre paletele turbinelor. Un alt criteriu este necesitatea de a proteja peștii, împiedicîndu-i să pătrundă în turbină. În cazurile cînd această condiție impune distanțe prea mici între barele grătarului, și deci conduce la pierderi importante de sarcină, se pot folosi grătare rare însoțite de *grătare electrice*, adică de un cîmp electric pentru îndepărtarea peștilor. La multe centrale grătarul este echipat cu o mașină de curățat.

Stavilele folosite pentru închiderea accesului în priză sînt în general plane, folosindu-se cîte o stavilă pentru fiecare turbină. Pentru a reduce greutatea stavilelor acestea se împart în panouri, atît pe orizontală cît și pe verticală (fig. 17-31). În amonte de stavile se prevăd nișe pentru batardouri.

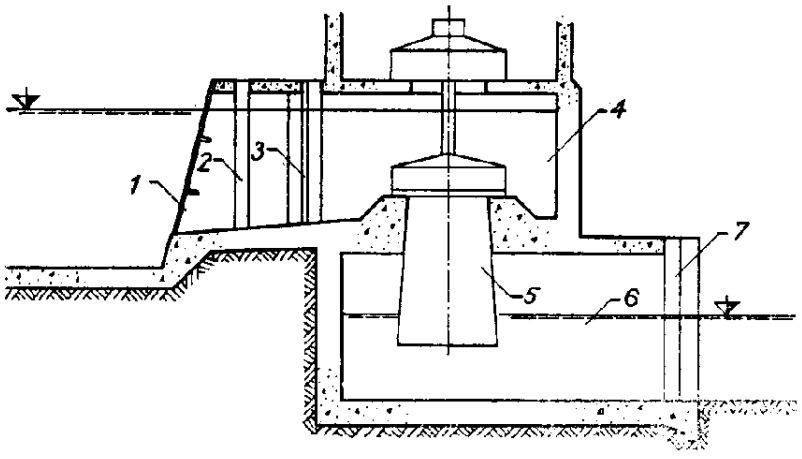


Fig. 17-30. Infrastructura unei centrale cu turbine cu cameră deschisă:

1 — grătar; *2* — nișa batardoului amonte; *3* — stavilă; *4* — camera turbinei; *5* — aspirator; *6* — canal de fugă; *7* — nișa batardoului aval.

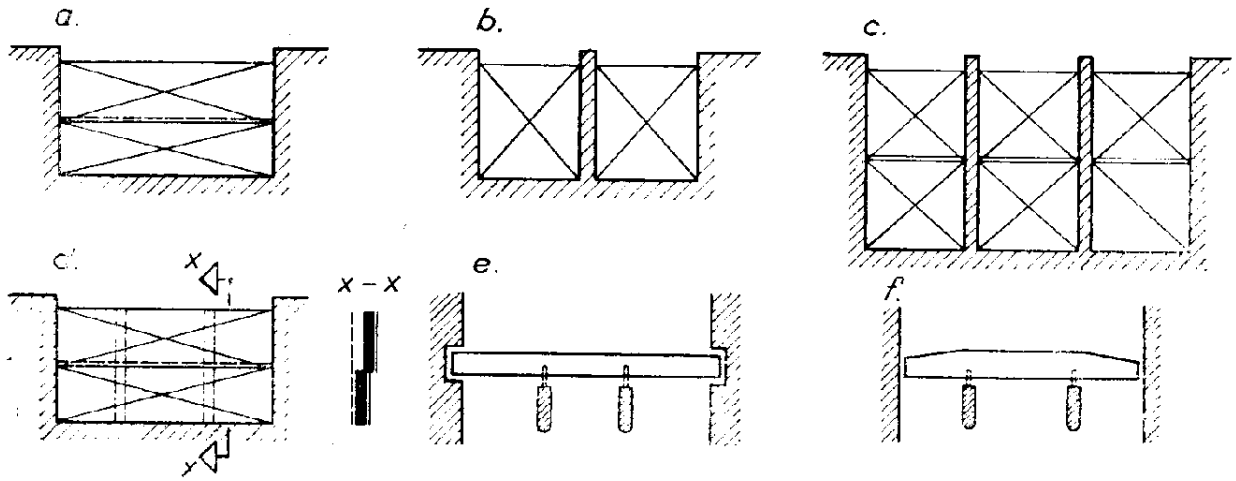


Fig. 17-31. Fragmentarea cîmpului stavilelor:
a — pe orizontală; *b* — pe verticală; *c* — pe orizontală şi pe verticală; *d* — pe orizontală cu reazeme intermediare; *e* — prin pile intermediare şi nişe; *f* — prin pile intermediare fără nişe.

Camera turbinei poate fi dreptunghiulară, aşa cum este situaţia la centralele mai vechi (fig. 17-30), sau are forme complicate, chiar spirale, aşa cum se realizează în prezent din considerente hidraulice şi constructive (fig. 17-32).

Peretele camerei dinspre sala generatoarelor trebuie să îndeplinească atît condiţii de rezistenţă la presiunea hidrostatică cît şi condiţii de impermeabilitate. Radierul camerei se realizează fie ca o placă de beton armat, fie ca una sau mai multe suprafeţe boltite. Camera turbinei este în general acoperită.

Aspiratorul se realizează de cele mai multe ori metalic, iar în unele cazuri din beton sau beton armat. Secţiunea trece în mod treptat de la o formă circulară la una dreptunghiulară, lărgindu-se pentru a crea un efect de difuzor în care energia cinetică se transformă în energie potenţială. Forma şi poziţia aspiratorului se stabilesc de către furnizorul turbinei.

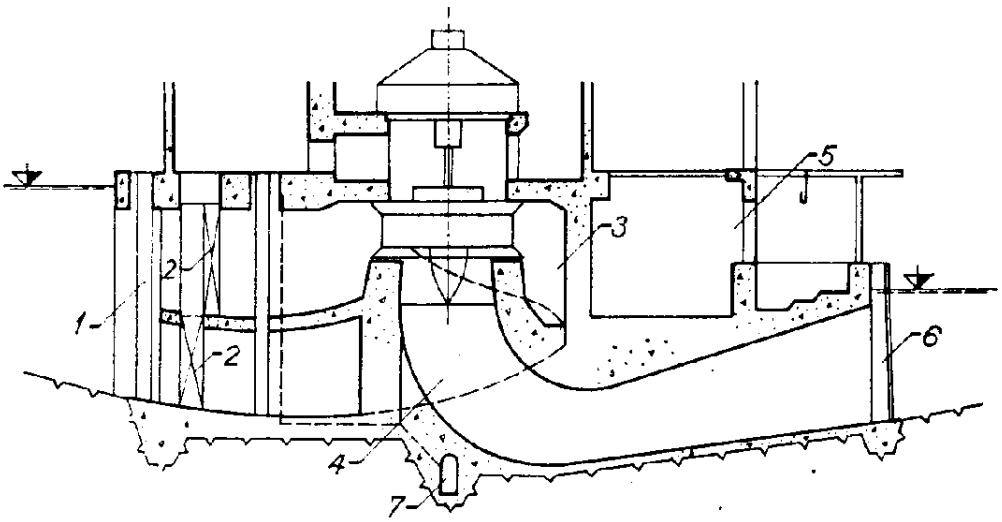


Fig. 17-32. Infrastructura unei centrale echipată cu turbine cu cameră spirală deschisă:
1 — nişa batardoului amonte; *2* — stavilă; *3* — cameră spirală; *4* — aspirator; *5* — spaţii anexe; *6* — nişa batardoului aval; *7* — galerie de drenaj.

Canalul inferior face legătura cu canalul de fugă. Pilele de compartimentare ale camerei turbinei se continuă și în acest canal, ceea ce creează posibilitatea ca, în cazul cînd unele turbine sînt scoase din funcțiune, compartimentul corespunzător să fie fără apă.

18. Infrastructura centralelor cu turbine cu ax vertical și carcasă spirală de beton

Acest tip de turbină este folosit pentru căderi pînă la 30 m, însă nu este recomandabil la căderi peste 20 m datorită complicațiilor ce apar la construcția de beton armat a carcasei. Camera de acces a apei este închisă, lucrînd sub presiune (fig. 17-33).

Viteza maximă a apei în carcasă nu trebuie să depășească 3 m/s. Forma carcasei spirale se stabilește astfel încît apa să pătrundă în carcasă cu o viteză

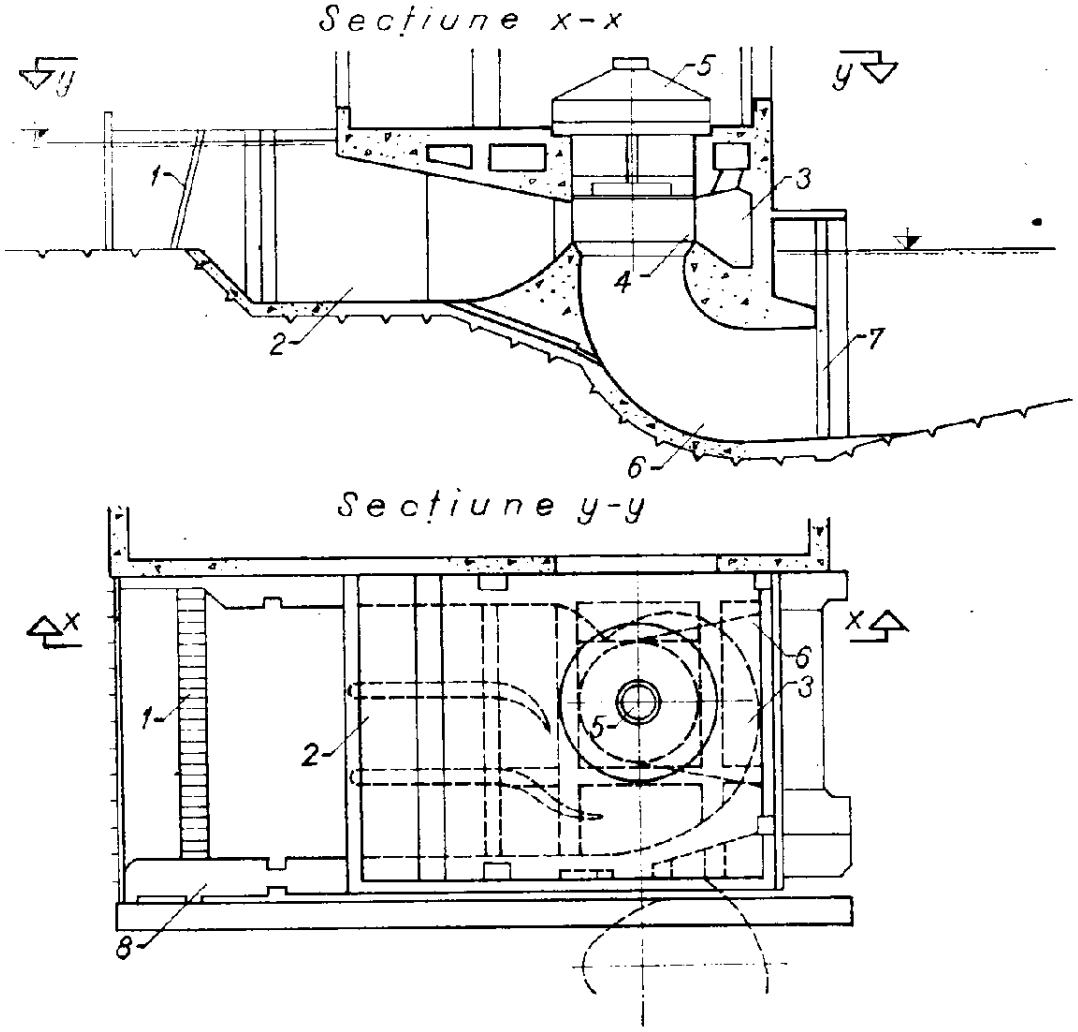


Fig. 17-33. Infrastructura unei centrale echipată cu turbină cu carcasă spirală de beton:

1 — grătar; *2* — cameră de acces; *3* — cameră spirală; *4* — turbină; *5* — generator; *6* — aspirator; *7* — nișa bătardoului aval; *8* — pilă.

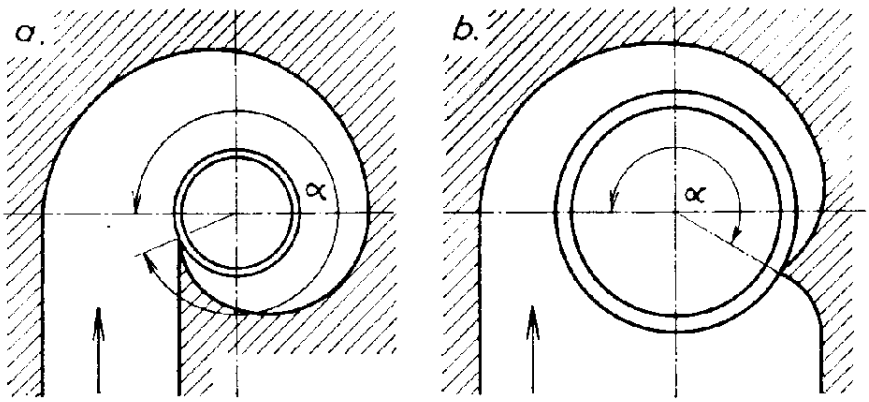


Fig. 17-34. Tipuri de camere spirale:
a — completă; *b* — incompletă.

cît mai redusă, să se accelereze progresiv pînă la trecerea prin turbină şi apoi să-şi reducă treptat viteza pînă la ieşirea din aspirator.

În funcţie de unghiul spiralei, carcasele spirale pot fi *complete* ($\alpha = 320...340°$) sau *incomplete* ($\alpha < 320°$) (fig. 17-34). La centralele de acest tip lăţimea totală a carcasei spirale este $B = (2{,}75...3{,}50)D$, unde D este diametrul rotorului turbinei [1].

19. Infrastructura centralelor cu turbine cu ax vertical şi carcasă spirală metalică

Aceste tipuri de turbină se folosesc pentru orice puteri, la căderi mai mari de 15 m (fig. 17-35). Sînt situaţii cînd o astfel de carcasă este mai economică şi pentru căderi mai mici de 15 m, prin faptul că evită lucrările de cofrare foarte complicate.

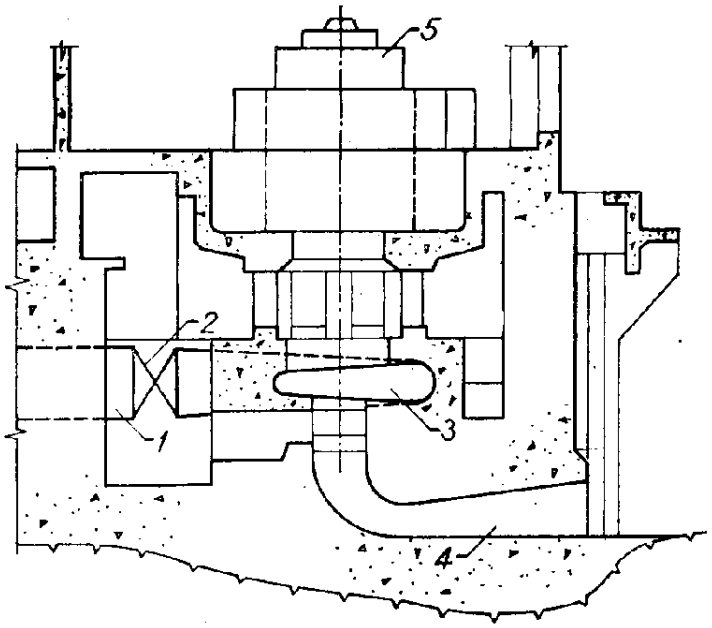


Fig. 17-35. Infrastructura unei centrale echipată cu turbină cu ax vertical şi carcasă spirală metalică:
1 — conductă forţată; *2* — vană de admisie; *3* — carcasă spirală; *4* — aspirator; *5* — generator.

Viteza maximă în camerele spirale metalice se limitează la 6 m/s. La dimensionarea carcasei nu se ia în considerație aportul de rezistență al betonului înconjurător, metalul preluînd întreaga presiune interioară. Pentru a se ține seama de uzură și rugină, se sporește grosimea de calcul cu 3 mm. La centralele moderne carcasele se realizează ca ansambluri sudate, dar la centralele mai vechi se întîlnesc și carcase nituite [10].

20. Infrastructura centralelor cu turbine cu ax orizontal și carcasă metalică

Acest tip de turbină se utilizează numai la căderi mari. Conducta forțată coboară sub carcasa spirală și printr-o porțiune în contrapantă realizează racordul cu aceasta (fig. 17-36). Agregatele se pot dispune la orice cotă cu respectarea înălțimii de aspirație limită.

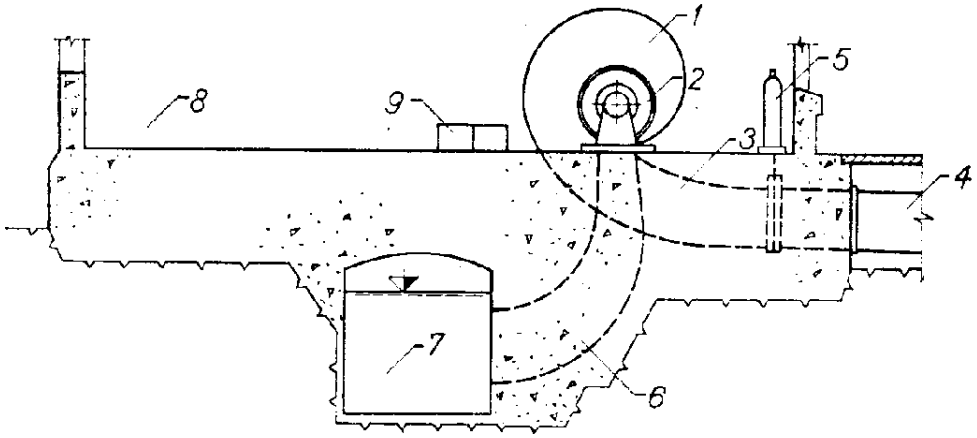


Fig. 17-36. Infrastructura unei centrale echipată cu turbină cu ax orizontal și carcasă spirală metalică:

1 — carcasă spirală; *2* — generator; *3* — conductă de acces; *4* — conductă forțată; *5* — vană de admisie; *6* — aspirator; *7* — canal de fugă; *8* — sala mașinilor; *9* — excitatrice.

21. Infrastructura centralelor cu turbine cu acțiune

Turbinele cu acțiune de tip Pelton necesită infrastructuri mai puțin complicate decît turbinele cu reacțiune (tip Francis, Kaplan etc). Axul lor poate fi vertical sau mai frecvent orizontal [10] (fig. 17-37). Dimensiunile și dispoziția infrastructurii se stabilesc în general de către constructorul turbinei.

22. Rosturile infrastructurii

Rosturile de dilatație permanente ale infrastructurii se prevăd la 40 ... 60 m. La centralele mici, cu 1 sau 2 agregate, care se încadrează în lungimea de 40 ... 50m, nu sînt necesare rosturi de dilatație. Blocurile agregatelor și blocul de montaj sînt

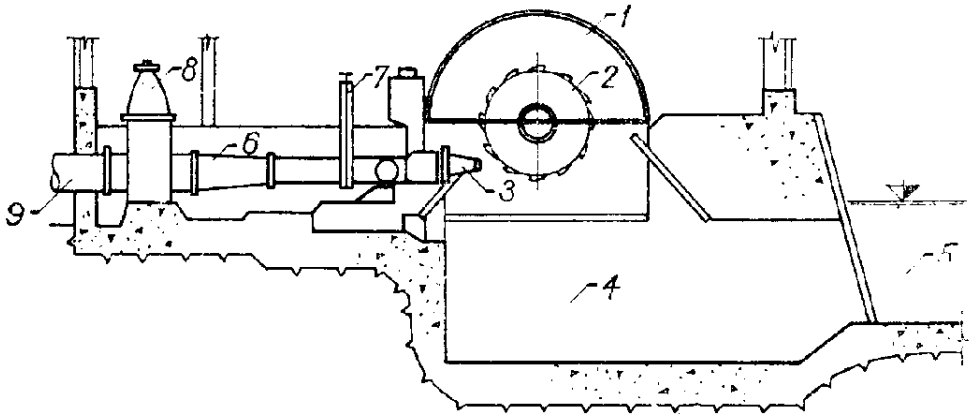


Fig. 17-37. Infrastructura unei centrale echipată cu turbină cu acțiune:
1 — carcasa turbinei; *2* — rotor; *3* — injector; *4* — cameră de restituție; *5* — canal de fugă; *6* — distribuitor; *7* — vana distribuitorului; *8* — vană de admisie; *9* — conductă forțată.

concepute în acest caz ca o construcție unitară. Rosturile de lucru (betonare) orizontale și verticale trebuie dispuse astfel încît să asigure realizarea unei construcții monolite. Se impune în această situație executarea aproape simultană a blocurilor, ducînd la interferarea fazelor de turnare [3].

La elementele subțiri aflate sub presiunea apei — zidurile de presiune din amonte și aval și pereții camerei spirale — rosturile de lucru sînt de multe ori etanșate cu tole dispuse înaintea armăturii. Ele împiedică infiltrația și protejează armătura împotriva coroziunii. La interiorul clădirii zidul de presiune amonte este dublat de un perete mască, cu rol arhitectonic, care creează și un spațiu de ventilație și drenaj.

Rosturile de dilatație se pot prevedea și la distanțe mai mici de 40 m, dacă există denivelări importante între cota de fundare a blocului de montaj și cota de fundare a blocurilor agregatelor, sau dacă ele rezultă ca necesare din analiza programului de punere în funcțiune, pentru a preda eșalonat la montaj aceste blocuri. Rosturile de dilatație suplimentare complică construcția, măresc cantitatea de armătură și reduc rigiditatea generală a construcției. Comparația tehnico-economică în care intră avantajele predării mai devreme la montaj, și deci a punerii mai devreme în funcțiune, față de dezavantajele de ordin constructiv, duce în general la concluzia că primează punerea mai devreme în funcțiune [3].

23. Condiții de fundare

La proiectarea infrastructurii condițiile de fundare au un rol important în special la centralele baraj, care sînt supuse la aceleași solicitări ca și stăvilarul din restul deschiderii. La acest tip de centrale studiile de teren trebuie să determine toți coeficienții geotehnici necesari: eforturile admisibile, coeficientul de frecare statică, coeziunea, coeficientul de permeabilitate etc. Pentru asigurarea coeficienților de siguranță prescrișI pentru stabilitatea la alunecare se iau măsuri analoage ca în cazul barajelor.

Fundațiile se duc în general pînă la roca de bază (fig. 17-38, *a*). În cazul unor terenuri slabe se folosesc chiar fundații pe chesoane (fig. 17-38, *b*). Pentru

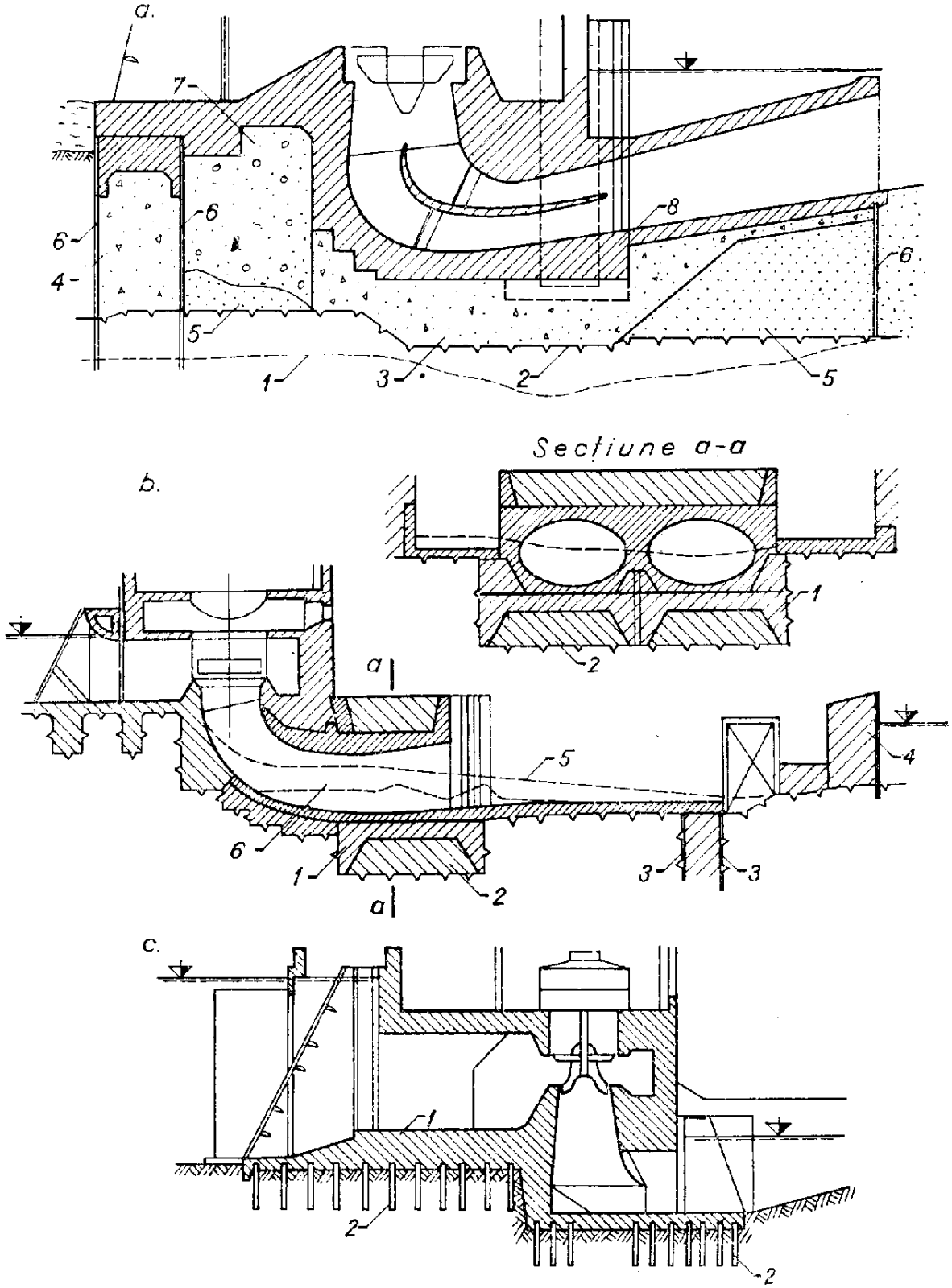


Fig. 17-38. Moduri de fundare a infrastructurii:

a — pe roca de bază; *1* — talveg; *2* — roca de bază; *3* — beton de umplutură; *4* — beton ciclopian turnat în cheson; *5* — nisip compactat; *6* — perete de palplanșe; *7* — umplutură; *8* — infrastructură; *b* — pe chesoane (fază de execuție); *1* — cheson închis; *2* — beton de umplutură; *3* — perete de pe planșe; *4* — batardou aval; *5* — linia terenului natural; *6* — zonă excavată; *c* — pe piloți; *1* — infrastructură; *2* — piloți de beton armat.

reducerea infiltrațiilor pe sub centrală și eliminarea pericolului de afuiere se folosesc ecrane din palplanșe (fig. 17-38, *a*) sau pinteni de beton (fig. 17-38, *b*) care se duc pînă la stratul impermeabil sau pînă la roca de bază. Dacă terenul de fundație este situat la o adîncime prea mare, centrala se poate funda pe piloți (fig. 17-38, *c*).

În cazul centralelor uzinelor-baraj și al uzinelor de derivație, condițiile de fundare influențează în mai mică măsură dimensiunile în plan ale infrastructurii. Dimensiunile care rezultă din amplasarea echipamentului principal și auxiliar sînt în general suficiente pentru satisfacerea condițiilor obișnuite de fundare. Aceste condiții pot însă determina dispoziția în plan a centralei și cota pînă la care să fie adîncită infrastructura. În terenurile cu stratificația dezavantajoasă (cu intercalații de șisturi argiloase cu înclinare pronunțată spre exemplu), se evită dispozițiile în care latura lungă a săpăturii de fundație este expusă pericolului de alunecare a unor mase de teren. În astfel de cazuri orientarea centralei se modifică cu 90°, astfel ca latura mică să fie dispusă pe direcția dezavantajoasă.

În terenuri cu infiltrații mari de apă (terenuri permeabile situate în apropierea rîului, roci calcaroase carstice etc.) se evită fundarea centralei la adîncimi prea mari pentru a reduce dificultățile care ar rezulta în timpul execuției prin afluxul mare de apă.

În cazul unor terenuri de fundație unde există pericolul unor împingeri mari din partea masivului de teren, poate apărea necesitatea unor ziduri de sprijin independente sau făcînd corp comun cu centrala. În terenurile cu intercalații de argilă și fără posibilități naturale de drenare a apelor de infiltrație este necesar să se prevadă un sistem de drenaj al infrastructurii, pentru a se controla nivelul apelor subterane și a se evita infiltrațiile în infrastructură. Sînt necesare de asemenea măsuri corespunzătoare de izolație hidrofugă.

24. Infrastructura centralelor subterane

Toate elementele constructive ale infrastructurii centralei sînt analoage cu cele de la centralele aericne. La centralele subterane însă, costul părții de construcție este direct influențat de volumul excavației subterane. Există deci o tendință mai pronunțată de a reduce gabaritele utilajelor, ca și dimensiunile spațiilor de circulație și ale încăperilor auxiliare. Căile principale de reducere a dimensiunilor infrastructurii sînt [3]:

— în calculele tehnico-economice de alegere a echipamentului principal se introduce și diferența de costuri rezultată din partea de construcție; la parametri tehnici similari se va da preferință echipamentului cu gabarite minime;

— dacă vanele cu închidere rapidă din amonte sînt plasate în centrală, ele se dispun astfel ca axele conductelor să facă un unghi mai mic de 90° cu axul longitudinal al sălii mașinilor (fig. 17-39); această măsură conduce la micșorarea deschiderii sălii mașinilor și deci a volumului acesteia;

— se prevăd poduri rulante de construcție specială, care execută toate operațiile de montare și demontare ale echipamentului cu o înălțime minimă a sălii mașinilor.

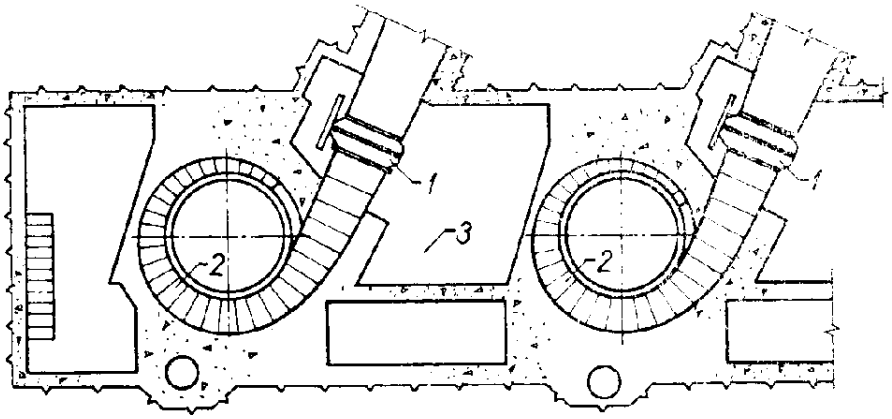


Fig. 17-39. Orientare înclinată a frontului centralei față de conductele forțate:
1 — vană cu închidere rapidă; *2* — carcasă spirală; *3* — sala mașinilor.

§ 5. ALCĂTUIREA SUPRASTRUCTURII

25. Generalități

Suprastructura are rolul de a adăposti echipamentul centralei. Ea cuprinde în același timp o serie de încăperi auxiliare și instalații necesare pentru echipamentul principal.

Dimensiunile și dispoziția suprastructurii depind de infrastructură, de utilajul folosit pentru montarea echipamentului, de utilajele și instalațiile auxiliare, de construcțiile anexe și de soluțiile arhitectonice. La alcătuirea dispoziției generale trebuie precizată lista utilajelor și aparatelor necesare în dotarea centralei respective.

În funcție de modul de rezolvare al infrastructurii și fundațiilor, de tip monolit sau în mai multe blocuri, suprastructura poate fi și ea fragmentată de rosturi permanente. Aceste rosturi au rolul de a reduce eforturile provocate de variațiile de temperatură produse de funcționarea intermitentă a generatoarelor. De multe ori aceste rosturi se prevăd și în pardoseala sălii mașinilor. Distanța dintre rosturile permanente ale suprastructurii variază în mod curent între 15 și 30 m [7].

26. Variante de rezolvare a suprastructurii

În funcție de alcătuirea suprastructurii, centralele pot fi de *tip închis, semideschis sau deschis* (fig. 17-40).

La centralele de *tip închis* suprastructura creează un spațiu închis pentru sala mașinilor și susține grinzile de rulare ale podurilor rulante. Operațiunile de montare, demontare și întreținere curentă a grupurilor se efectuează cu podurile rulante din centrală, care au în consecință capacitatea corespunzătoare (fig. 17-40, *a*). Înălțimea suprastructurii este determinată de gabaritele necesare pentru podul rulant.

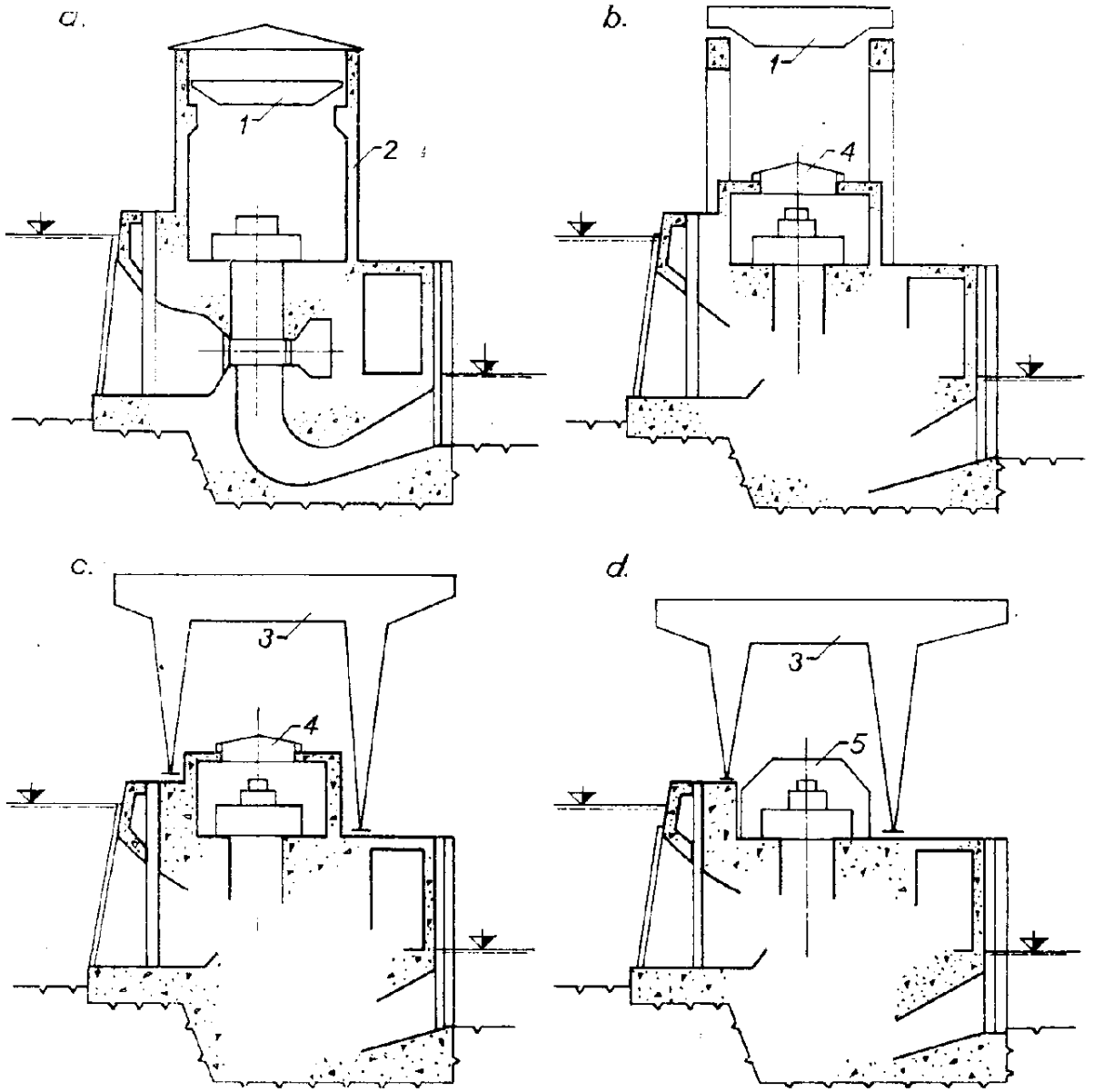


Fig. 17-40. Rezolvarea suprastructurii la centralele:

a — de tip închis; *b* — de tip semideschis cu pod rulant exterior; *c* — de tip semideschis cu portal de montaj; *d* — de tip deschis; *1* — pod rulant; *2* — structură de beton armat; *3* — macara portal; *4* — gol de montaj; *5* — calotă demontabilă.

În acest fel se ajunge la înălțimi de 8 ... 10 m pentru centralele de putere mică și la 15 ... 20 m pentru centralele mijlocii și mari.

Centralele de *tip semideschis* sînt prevăzute cu suprastructură parțială. Tendința de micșorare a costului centralei a dus la sisteme de amplasare exterioară a utilajelor de ridicare [2]. Operațiunile de montare și demontare a grupurilor sînt făcute cu macarale portal exterioare, iar podurile rulante din centrală servesc numai la lucrările de întreținere curentă, avînd capacitate de ridicare mică. În figura 17-40, *c* se prezintă o centrală semideschisă la care generatoarele sînt amplasate într-o construcție de dimensiuni mai reduse, prevăzută cu goluri de montaj în dreptul fiecărei unități.

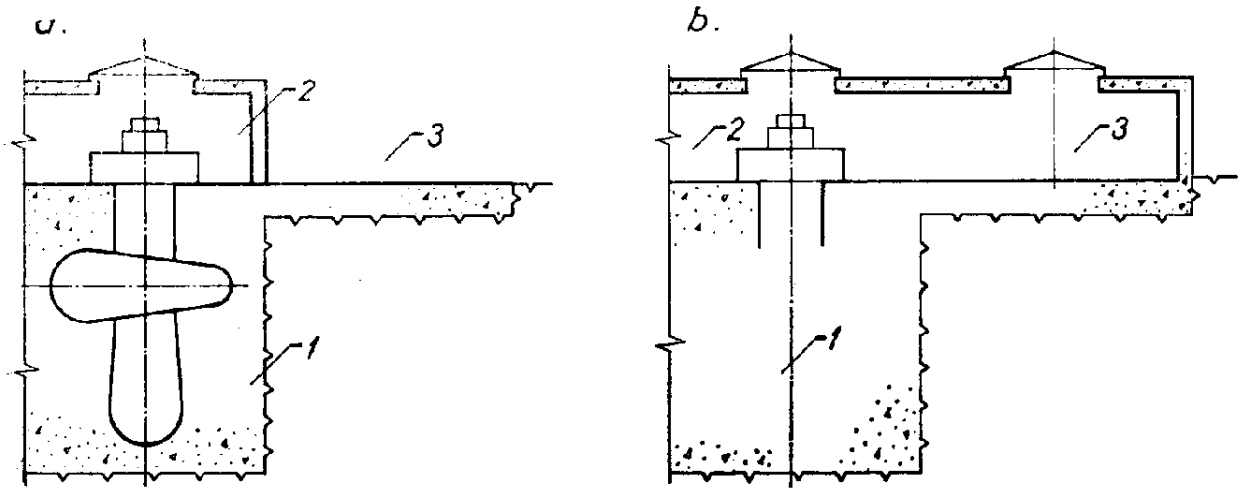


Fig. 17-41. Platforma de montaj la centrale de tip semideschis sau deschis:
a — descoperită; *b* — acoperită; *1* — infrastructură; *2* — sala mașinilor; *3* — platformă de montaj.

La centralele de *tip deschis* partea constructivă a sălii mașinilor lipsește complet. Operațiunile de montare, demontare și întreținere se realizează cu macarale portal (fig. 17-40, *d*). Fiecare generator este acoperit cu o calotă demontabilă proprie, în general metalică și prevăzută cu izolație termică. În unele cazuri se folosesc și calote de beton armat. Sub calote se prevede un spațiu de întreținere de 1,5 ... 2,0 m în jurul generatoarelor.

În figura 17-40, *b* sistemul este derivat din centrala semideschisă, însă macaraua portal este înlocuită de un pod rulant obișnuit care circulă pe grinzi rezemate pe stîlpi, între care s-au eliminat însă zidurile exterioare.

Sistemele semideschise sau deschise prezintă dezavantajul unor condiții mai grele de montaj și de reparații în perioada de iarnă sau de ploi. La centralele cu un număr mare de agregate (peste 3) aceste sisteme aduc însă economii sensibile și sînt des utilizate.

Pentru montaj și reparații este necesar să se prevadă o platformă protejată de intemperii, deservită de utilajul de ridicare al centralei. La centralele deschise și semideschise platforma de montaj este bine să fie acoperită cu un planșeu prevăzut cu goluri adecvate (fig. 17-41).

Pentru stabilirea gabaritelor sălii mașinilor trebuie să se respecte un anumit joc între piesele care se transportă și elementele de construcție, iar acesta trebuie să fie avizat de furnizorii turbinei, macaralei și generatoarelor.

Dimensiunile sălii mașinilor depind și de alcătuirea podului rulant. Astfel, în cazul unui pod rulant cu două pisici, există posibilitatea de a se reduce gabaritul propriu (fig. 17-42) în comparație cu podul rulant cu o singură pisică. Soluții mai moderne constau în cuplarea a două poduri rulante pentru transportul pieselor grele.

27. Construcții anexe

În afara sălii mașinilor și încăperilor pentru utilajele și instalațiile auxiliare, suprastructura cuprinde și unele încăperi necesare în exploatare. Ele pot fi cuprinse în corpul sălii mașinilor sau în corpuri separate de clădire. La centralele mari sau

cu grupuri multe construcțiile anexe independente devin necesare, ele cuprinzînd: blocul de comandă, turnul de decuvare, atelierele și laboratoarele [3].

Blocul de comandă conține camera de comandă și încăperile pentru personalul centralei. Suprafața și înălțimea camerei de comandă se determină în așa fel încît personalul de exploatare de la pupitrul de comandă să aibă o bună vizibilitate asupra tuturor panourilor. Iluminatul se studiază în mod special, în cele mai multe cazuri adoptîndu-se iluminatul indirect, pentru a nu se produce străluciri pe panouri sau pe aparate. La centralele mari se prevăd instalații de climatizare care asigură temperatura și umiditatea constantă. Sub camera de comandă se amenajează podul de cabluri. Uneori el nu se execută ca încăpere separată, ci se amenajează numai un planșeu la 0,70 ... 0,80 m sub pardoseala camerei de comandă din elemente prefabricate, așezate pe grinzi de beton armat, dispuse la 1,0 ... 1,2 m distanță.

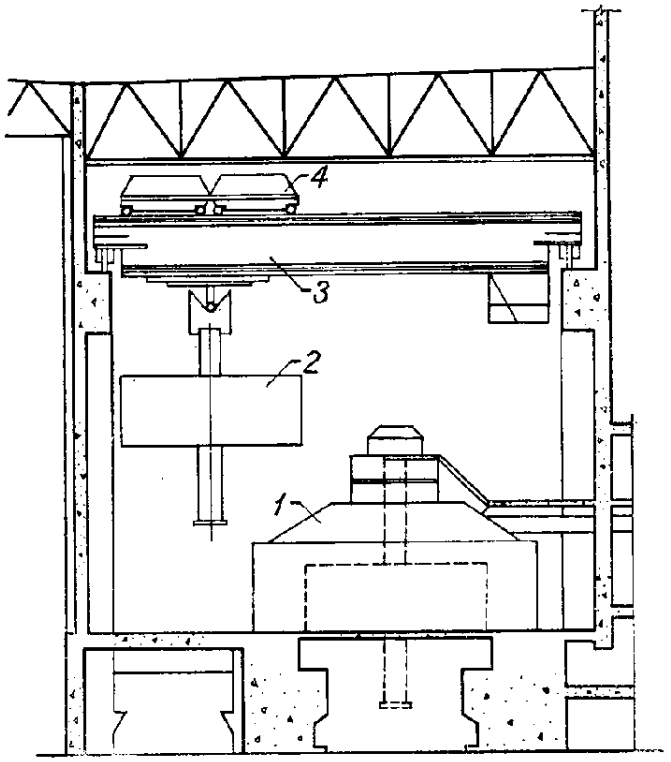


Fig. 17-42. Gabarit de trecere în cazul podului rulant cu două pisici:
1 — generator; *2* — rotor în transport; *3* — pod rulant; *4* — pisică.

Turnul de decuvare asigură decuvarea transformatoarelor. De regulă el este o construcție de beton armat, prevăzută cu o macara fixă de capacitate corespunzătoare greutății miezului transformatorului.

Atelierele sînt grupate cu laboratoarele și depozitele și cuprind: atelierul mecanic, atelierul electric, laboratorul pentru aparate de măsură, laboratorul pentru uleiuri, depozitele de piese de schimb etc.

28. Soluții arhitectonice

Deși centrala este o construcție cu caracter industrial, trebuie să se dea atenție și rezolvării ei arhitectonice în ceea ce privește dispoziția interioară și fațadele. În multe cazuri clădirea centralei este situată în apropierea unor centre locuite sau în regiuni de interes turistic, astfel încît găsirea unei soluții arhitectonice adecvate este o condiție importantă. Se cere însă ca să primeze scopul funcțional, iar aspectul plăcut al fațadelor să se realizeze fără exces de cost.

Soluțiile arhitectonice ale exteriorului centralei trebuie în același timp să reflecte și specificul construcției și să asigure încadrarea centralei în peisajul înconjurător. În ceea ce privește dispoziția interioară, iluminatul și finisajele pereților, tavane-

lor și pardoselilor, trebuie să se urmărească realizarea unei atmosfere plăcute pentru personalul de exploatare.

Scheletul suprastructurii se realizează de obicei din cadre de beton armat. Folosirea cadrelor metalice reduce durata de execuție dar scumpește lucrarea. Cadrele sînt legate între ele prin grinzile de rulare ale macaralei și de planșee.

Zidurile exterioare, care constituie umplutura dintre cadre, se execută din cărămidă, beton, sau piatră. Pereții interiori se realizează din cărămidă sau beton. Alegerea materialului pentru ziduri se face pe baza calculelor tehnico-economice, iar în cazul zidurilor exterioare se ține seama de considerentele de ordin ornamental.

Planșeele se execută în mod curent din beton armat și în unele cazuri din elemente metalice, prevăzîndu-se izolații termice. La centralele de putere mică se prevăd uneori și planșee de lemn.

Ferestrele sălii mașinilor se execută cu rame metalice din cauza dimensiunilor mari. O atenție specială trebuie să se dea asigurării unor condiții cît mai bune de iluminat.

Pardoselile și pereții sălii mașinilor se căptușesc uneori cu plăci ceramice. Se folosesc de asemenea pardoseli de asfalt sau de mozaic. În centralele moderne se folosesc în mare măsură materialele plastice. În toate încăperile cu utilaje, pardoselile trebuie să fie astfel executate încît să se poată menține curățenia în timpul exploatării.

La centralele subterane lipsesc o serie de elemente constructive ale suprastructurii care apar în cazul centralelor aeriene, ca fațade, uși și ferestre. O atenție specială trebuie acordată finisajelor interioare și instalațiilor de iluminat. Pereții, tavanul, pardoselile și chiar utilajele principale se vopsesc în culori vii, plăcute, pentru a asigura condiții de lucru acceptabile pentru personalul de exploatare. La unele centrale, la care nu a fost necesară căptușirea pereților cavernei, s-a considerat indicat ca pereții stîncoși să rămînă vizibili din interior, prevăzîndu-se uneori pereți transparenți în sala mașinilor.

§ 6. INSTALAȚII AUXILIARE

29. Generalități

Clădirea centralei adăpostește și o serie de instalații și utilaje auxiliare prevăzute în dotarea ei. Astfel în infrastructură sînt amplasate cablurile electrice de la generatoare, conductele pentru răcirea generatoarelor, instalația de ulei sub presiune pentru comanda agregatelor, instalațiile de evacuare a apelor de infiltrație etc.

Suprastructura adăpostește instalațiile de aer comprimat, pompele pentru alimentarea cu apă, bateriile de acumulatoare, instalația contra incendiilor, instalația de ventilație etc.

30. Cablurile electrice

Întreaga rețea de cabluri se dispune în canale accesibile dar izolate. Cablurile se montează în general pe console fixate în pereții laterali ai canalelor (fig. 17-43).

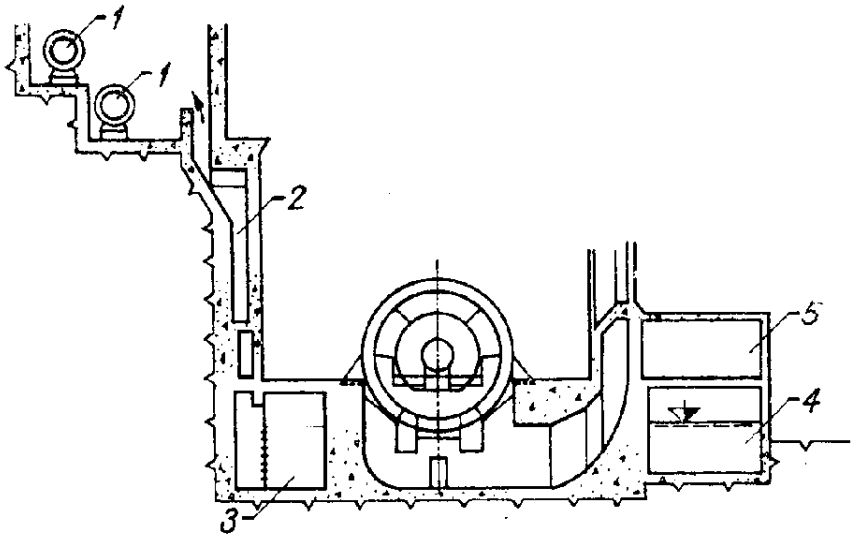


Fig. 17-43. Infrastructura unei centrale cuprinzînd instalaţiile auxiliare:
1 — conductă forţată; *2* — evacuarea aerului cald; *3* — canal de cabluri; *4* — canal de fugă; *5* — galerie pentru acces şi întreţinere.

31. Răcirea generatoarelor

Răcirea se realizează în cele mai multe cazuri cu aer în circuit deschis. La centralele moderne se foloseşte în ultima vreme răcirea cu hidrogen sau cu aer răcit cu apă. Răcirea individuală a unităţilor devine necesară pentru puteri mai mari de 5 000 KVA.

În cazul răcirii cu aer în circuit deschis, priza de aer trebuie să fie instalată la exteriorul centralei, la o cotă nu prea ridicată deasupra pardoselii sălii maşinilor şi să fie astfel dispusă încît aerul să antreneze cît mai puţin praf şi zăpadă. În acest scop priza este protejată printr-o căciulă specială [9] (fig. 17-44).

În perioada de geruri aerul din exterior este prea rece şi poate provoca îngheţarea generatoarelor. Din acest motiv se asigură posibilitatea de a se lua aer de

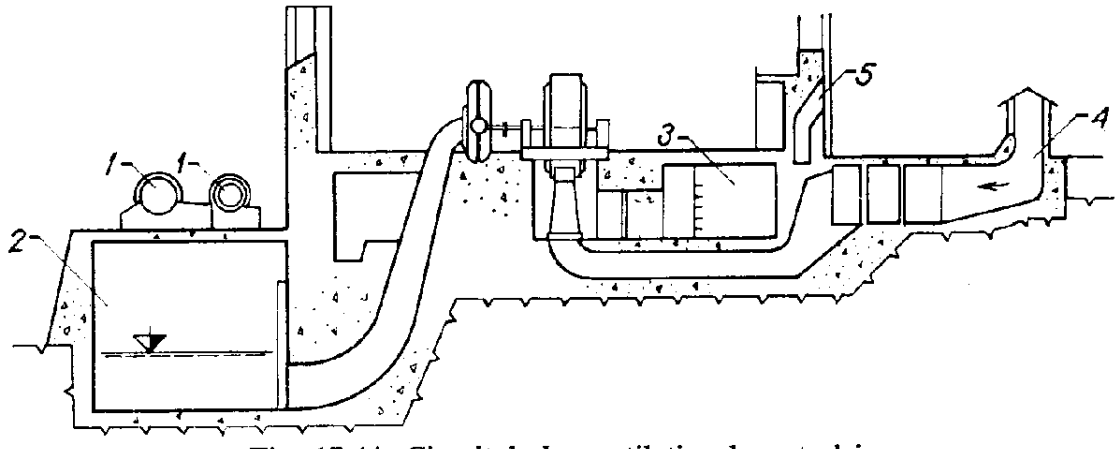


Fig. 17-44. Circuitul de ventilaţie al centralei:
1 — conductă forţată; *2* — canal de fugă; *3* — canal de cabluri; *4* — priză de aer; *5* — evacuarea aerului cald.

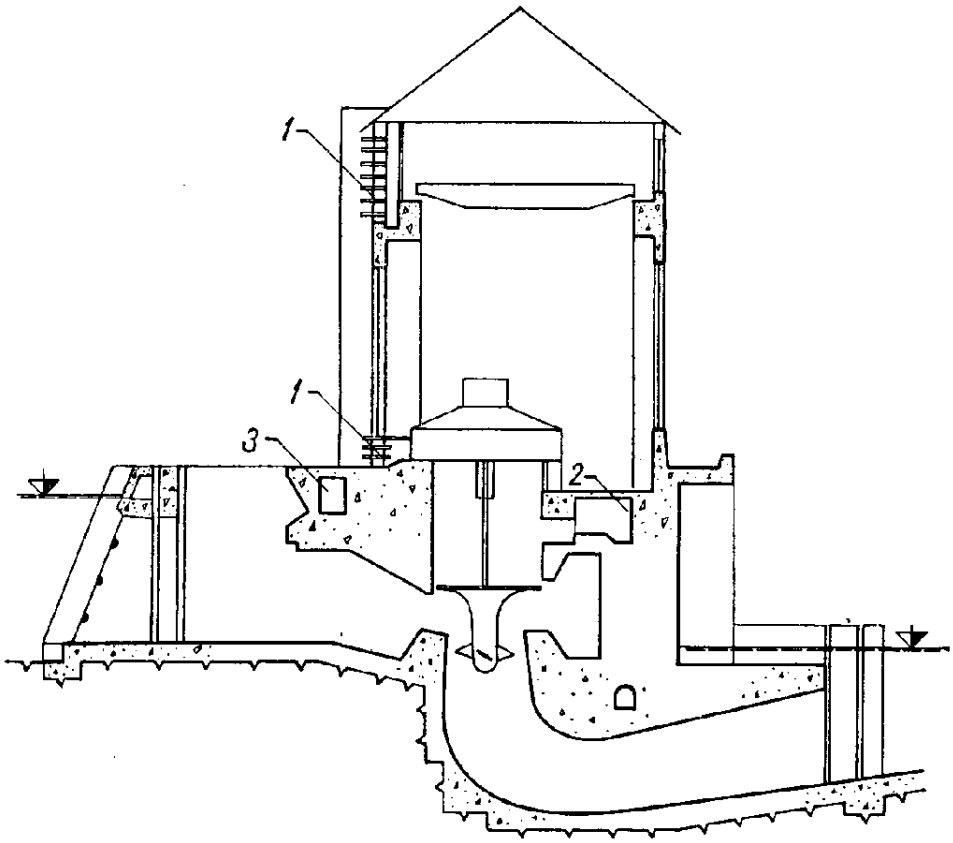


Fig. 17-45. Secțiune prin centrală în dreptul ferestrelor de evacuare:
1 — orificii de evacuare a aerului cald; *2* — spațiu de ventilație; *3* — galerie de vizitare și întreținere.

răcire și din sala mașinilor și din încăperile vecine, prin racorduri speciale de canale de aer cu ventile.

Evacuarea spre exterior a aerului cald din sala mașinilor se face prin orificii prevăzute cu jaluzele reglabile (fig. 17-45). Se prevede uneori posibilitatea ca aerul cald să nu fie eliminat și să servească la încălzirea sălii mașinilor și a altor încăperi ale centralei.

32. Instalații de ulei sub presiune

Aceste instalații sînt necesare pentru comanda agregatelor și cuprind pompele de ulei cu motoarele electrice corespunzătoare și rezervoarele de aer și ulei sub presiune, de la care pornesc conducte către servomotoarele turbinelor. În infrastructura centralei este necesar să se prevadă goluri corespunzătoare pentru *gospodăria de ulei.* Dimensiunile lor sînt în general destul de mari, ținînd seama că pentru fiecare agregat este necesară o capacitate pînă la 10 m^3 și că trebuie asigurate și spațiile de circulație și deservire. Conductele de ulei se amplasează în mod curent în galerii longitudinale situate sub pardoseala sălii generatoarelor.

33. Instalații de evacuare a apelor de infiltrație

Eventualele ape infiltrate în infrastructură sînt colectate de unul sau mai multe puțuri din care sînt apoi pompate pînă la o cotă superioară apei din bieful aval. Se prevede de asemenea posibilitatea ca apa să fie evacuată și din aspirator, pentru eventuale reparații.

34. Ventilația și climatizarea centralelor subterane

Ventilația centralelor subterane presupune introducerea de aer proaspăt, evacuarea aerului poluat produs de mașini și asigurarea unei umidități convenabile. Ventilația se realizează cu circuit de aer prin puțul de intrare, ventilator și evacuare, aceasta debușînd în mai multe puncte ale cavernei centralei. De multe ori, din dorința de a reduce debitul de aer de ventilație de la exterior (care prin umiditatea naturală prezintă riscul de a produce apă de condensare în centrală), se realizează un sistem închis de răcire a agregatelor, apa de răcire fiind prelevată din galeria de fugă [11].

Încălzirea sălii mașinilor se asigură prin prelevarea unei părți din aerul cald de la generatoare, care se amestecă cu aerul de ventilație de la exterior. Proporțiile de amestec se stabilesc atît în vederea asigurării temperaturii optime de lucru cît și pentru o umiditate medie convenabilă.

§ 7. CENTRALE SUBTERANE

35. Criterii de adoptare

Construcția centralelor subterane a luat în ultimul timp o extindere deosebită, odată cu dezvoltarea tehnicii excavațiilor în rocă și cu rezolvarea unei serii de probleme de hidrodinamică legate de acest tip de centrale. Pînă în prezent s-au executat centrale subterane pentru căderi foarte variate, cuprinse între 40 și 800 m.

Adoptarea unei soluții cu centrală subterană este justificată dacă se îndeplinește una sau mai multe din următoarele condiții sau situații [4], [11], [12]:

— lipsa unui amplasament favorabil din punct de vedere topografic și geologic pentru conducta forțată și castelul de echilibru în varianta cu centrală aeriană;

— dificultățile de amplasare a unei centrale aeriene datorite spațiului insuficient din văile înguste și pericolului de avalanșe;

— posibilitatea de a concentra într-o singură treaptă căderi mai mari decît într-o amenajare cu centrală aeriană;

— posibilitatea de a realiza o soluție mai economică, datorită unor condiții geologice favorabile, atît pentru centrala propriu-zisă cît și pentru puțul sau galeria forțată;

— reducerea costului total al uzinei în cazul cînd condițiile geologice sînt mai avantajoase pentru o galerie de fugă cu curgere liberă decît pentru o galerie de aducțiune sub presiune;

— posibilitatea de a executa lucrările de construcții și în perioada de iarnă, în regiuni în care temperaturile sînt foarte coborîte în sezonul rece.

În afara acestor condiții, în unele cazuri se ia în considerație și avantajul pe care îl prezintă o centrală subterană din punctul de vedere al securității în timpul atacurilor aeriene.

36. Influența condițiilor geologice

Centralele subterane se execută în general numai atunci cînd sînt asigurate condiții geologice favorabile. În cadrul acestor condiții pot însă să fie întîlnite roci de diferite tipuri, cu diferite caracteristici stratigrafice. Influența acestora se manifestă în special asupra modului cum trebuie să se realizeze protecția pereților și a tavanului excavației. În funcție de modul de realizare al conturului cavernei, centralele subterane se împart după cum urmează [6]:

— Centrale cu excavația complet necăptușită, executate numai în roci cu rezistență excepțională. Ele s-au executat în număr foarte limitat în Suedia și Norvegia [13]. Roca tavanului s-a protejat cu un strat de torcret, aplicat pe o plasă de armătură ancorată în rocă (fig. 17-46).

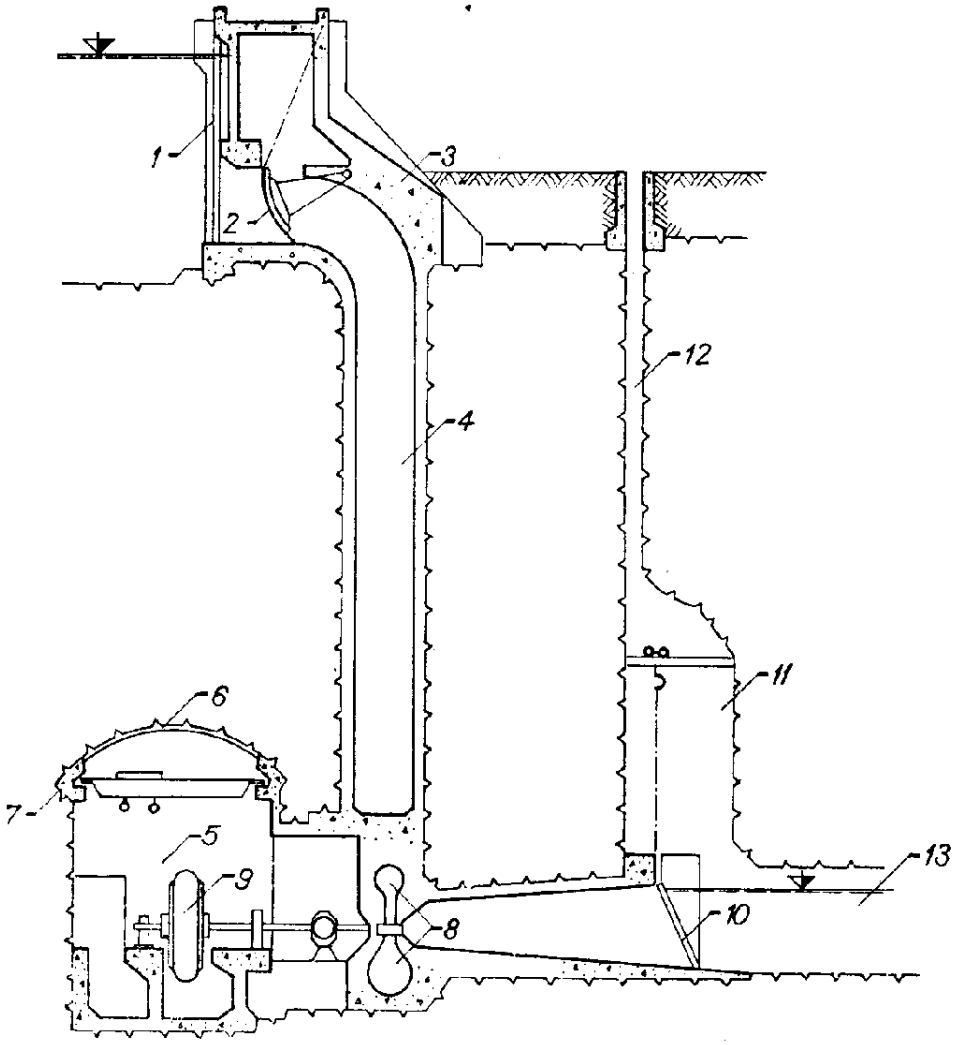


Fig. 17-46. Dispoziția unei centrale de tip suedez:
1 — batardou amonte; *2* — stavilă; *3* — construcția prizei; *4* — puț forțat; *5* — sala mașinilor; *6* — torcret; *7* — grinda podului rulant; *8* — cameră spirală; *9* — generator; *10* — batardou aval; *11* — castel de echilibru; *12* — aerisire; *13* — galerie de fugă.

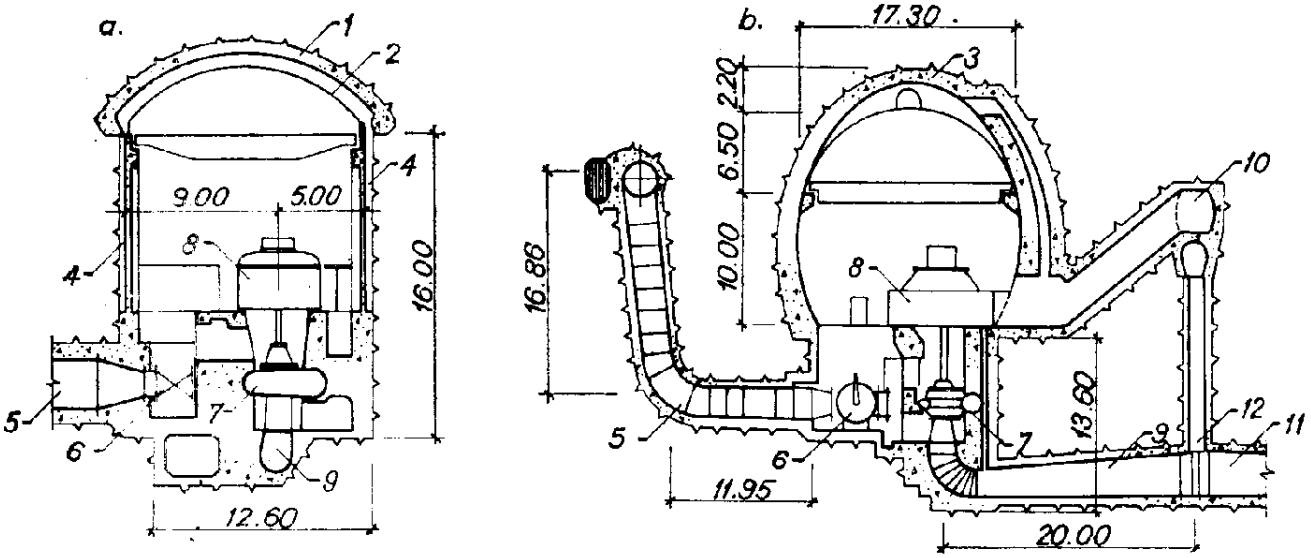


Fig. 17-47. Protecţia cavernei centralei:

a — cu boltă betonată şi pereţi necăptuşiţi; *b* — cu căptuşeală de beton pe tot conturul excavat; *1* — boltă de beton armat; *2* — boltă falsă; *3* — căptuşeală de beton; *4* — spaţiu de ventilaţie; *5* — galerie forţată; *6* — vană de admisie; *7* — turbină; *8* — generator; *9* — aspirator; *10* — galerie de cabluri; *11* — galerie de fugă; *12* — batardou aval.

— Centrale la care excavaţia are pereţii necăptuşiţi dar tavanul protejat de o boltă de beton (fig. 17-47, *a*).

În unele cazuri se prevede o a doua boltă interioară, mult mai subţire, care creează un spaţiu pentru colectarea apelor de infiltraţie care au trecut eventual prin bolta superioară, aflată în contact cu roca. Pereţii necăptuşiţi ai cavernei se protejează în general contra degradării cu un strat de mortar torcretat. Pereţii sălii maşinilor se execută la o distanţă de circa 80 cm de rocă, asigurîndu-se astfel un spaţiu pentru drenarea apei infiltrate şi circulaţia aerului. Acesta este tipul cel mai frecvent întîlnit la centralele executate pînă în prezent, dar necesită condiţii geologice foarte bune.

— Centrale cu tavanul şi pereţii căptuşiţi care se execută atunci cînd există posibilitatea unor presiuni laterale (fig. 17-47, *b*).

Atunci cînd presiunile laterale sînt foarte mari se adoptă o secţiune în formă de potcoavă. În acest caz planşeele de beton armat de la diverse niveluri acţionează ca nişte rigidizări transversale ale căptuşelii cavernei.

37. Amplasarea vanelor

Alcătuirea constructivă a unei centrale subterane depinde în mare măsură de poziţia vanelor. La amenajările moderne există tendinţa de a amplasa vanele în aceeaşi cavernă cu sala maşinilor, pentru a reduce volumul excavaţiilor şi a se putea folosi acelaşi pod rulant [12] (fig. 17-19, 17-47, 17-78).

La numeroase centrale executate pînă în prezent, vanele sînt prevăzute însă într-o cavernă separată, pentru a se evita accidentele care s-ar putea produce în cazul unei spargeri a conductei forţate. Ca urmare se prevede o galerie de ocolire

a sălii mașinilor, prin care apa poate fi evacuată la nevoie din casa vanelor spre galeria de fugă.

Casa vanelor poate fi amplasată la o anumită distanță de centrală (fig. 17-79), sau adiacentă acesteia. Alegerea între aceste două soluții se face în funcție de condițiile geologice. La centralele de tip suedez casa vanelor lipsește complet și se prevăd numai stavile la captare [13] (fig. 17-46).

38. Tipuri de centrale subterane

Fenomene hidraulice deosebite sînt legate de regimul nepermanent de curgere care apare în aducțiune și în galeria de fugă, la închideri și deschideri bruște ale debitului către turbine. În cele mai multe cazuri galeria de fugă, cea forțată și galeria de aducțiune formează împreună un sistem hidraulic complex. În funcție de modul de realizare al acestui sistem se deosebesc 5 tipuri de centrale subterane [6]:

— centrale cu galerie de fugă cu nivel liber, fără castel de echilibru în aval (fig. 17-48, *a*);

— centrale cu galerie de fugă sub presiune și castel de echilibru în aval (fig. 17-48, *b*);

— centrale cu galerie de fugă cu nivel liber și castel de echilibru cu acțiune parțială în aval (fig. 17-48, *c*);

— centrale cu galerie de fugă sub presiune și castele de echilibru în amonte și aval (fig. 17-48, *d*);

— centrale cu galerie de fugă sub presiune fără castele de echilibru (fig. 17-48, *e*).

— Centralele cu galerie de fugă cu nivel liber și fără castel de echilibru în aval se adoptă în general în cazul grupurilor cu turbine *Pelton*. Se cere ca lungimea galeriei de fugă să fie redusă, iar nivelul apei la restituția în rîu să nu aibă variații prea mari. În mod obișnuit această soluție necesită castele de echilibru mari în amonte. Galeria de fugă se dimensionează astfel ca secțiunea și panta respectivă să asigure curgerea cu nivel liber, atît în regim permanent la debit maxim cît și în regim nepermanent la apariția undelor de presiune. În regim permanent nivelurile se determină printr-un calcul curent de remuu, iar la deschiderea bruscă a turbinelor se calculează supraînălțările care apar. O condiție extremă impune ca, la spargerea unei conducte, nivelul apei la extremitatea amonte a galerici de fugă să nu depășească cota planșeului generatoarelor.

— Centralele cu galerie de fugă sub presiune și castel de echilibru în aval au galeria de aducțiune foarte scurtă, ceea ce micșorează efectele loviturii de berbec și deci nu necesită castel de echilibru în amonte. Ele se adoptă în mod curent în cazul grupurilor cu turbine *Francis*, dacă lungimea galeriei de fugă este foarte mare. Castelul de echilibru din aval trebuie să fie dispus la o distanță cît mai redusă de aspiratorul turbinelor, pentru a evita depresiunile ce apar în tubul de aspirație. Condițiile mișcării nepermanente din aspirator impun cota de amplasare a turbinelor. Calculul hidraulic al castelului se face cu ecuațiile curente privind oscilațiile din castelele de echilibru. Soluția se poate aplica și atunci cînd la restituție nivelurile aval au variații mari determinate de variațiile de debit.

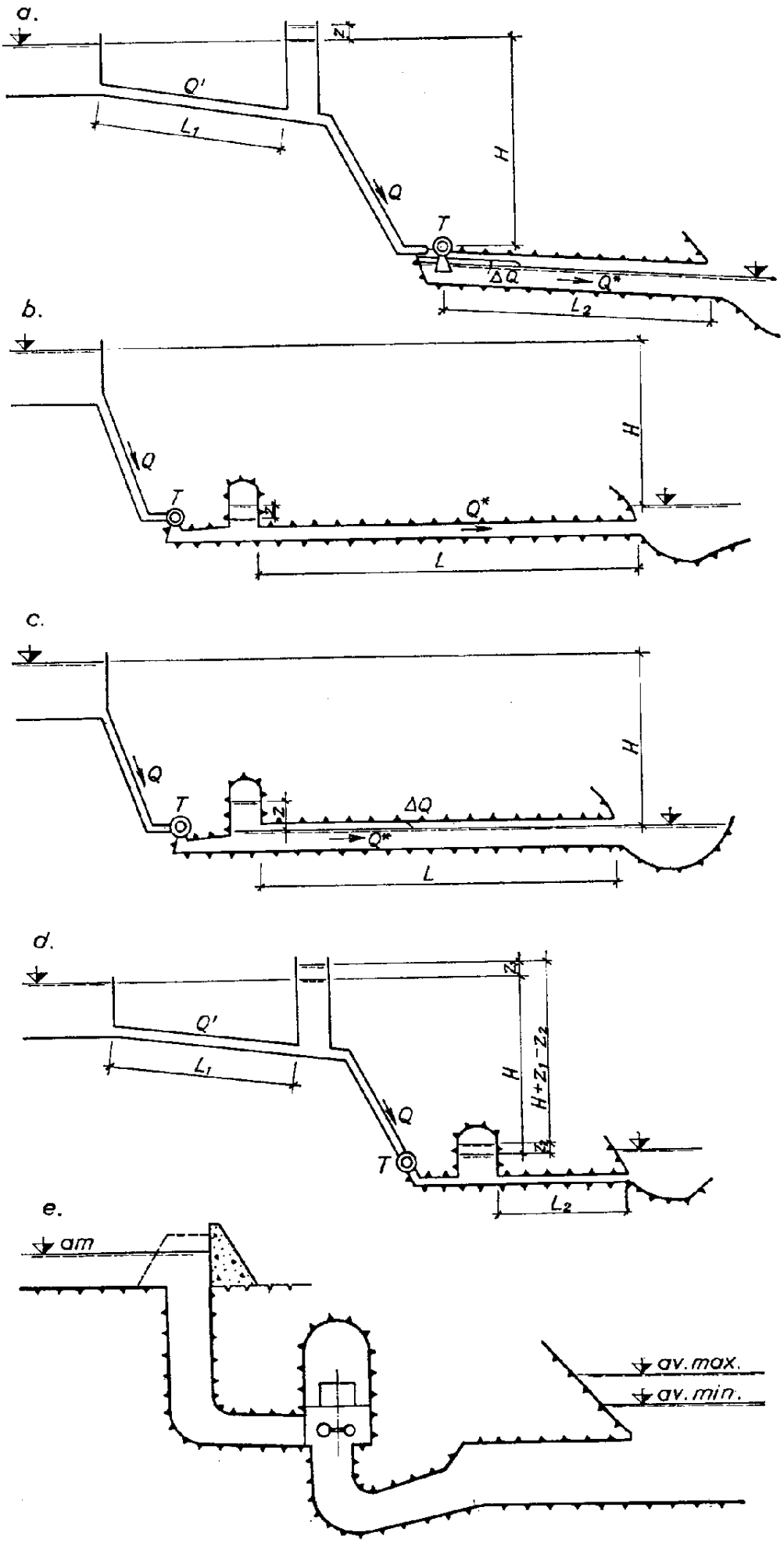


Fig. 17-48. Tipuri de centrale subterane:

a — cu galerie de fugă cu nivel liber, fără castel de echilibru în aval; *b* — cu galerie de fugă sub presiune şi castel de echilibru în aval; *c* — cu galerie de fugă cu nivel liber şi castel de echilibru în aval; *d* — cu galerie de fugă sub presiune şi castele de echilibru în amonte şi în aval; *e* — cu galerie de fugă sub presiune, fără castele de echilibru.

— Centralele cu galerie de fugă cu nivel liber și castel de echilibru cu acțiune parțială în aval se utilizează în cazul uzinelor de cădere mică și cu debit instalat foarte mare, cînd condiția de stabilitate a lui *Thoma*, impusă unui castel obișnuit plasat în aval, ar conduce la secțiuni extrem de mari. În această schemă galeria de fugă este cu nivel liber în situația de regim și sub presiune în cazul deschiderii turbinelor (fig. 17-49), cînd intră în funcțiune și castelul de echilibru. După revenirea la normal a nivelului din dreptul castelului, galeria de fugă devine din nou cu curgere cu nivel liber și castelul este scos din funcțiune. Nivelul apei

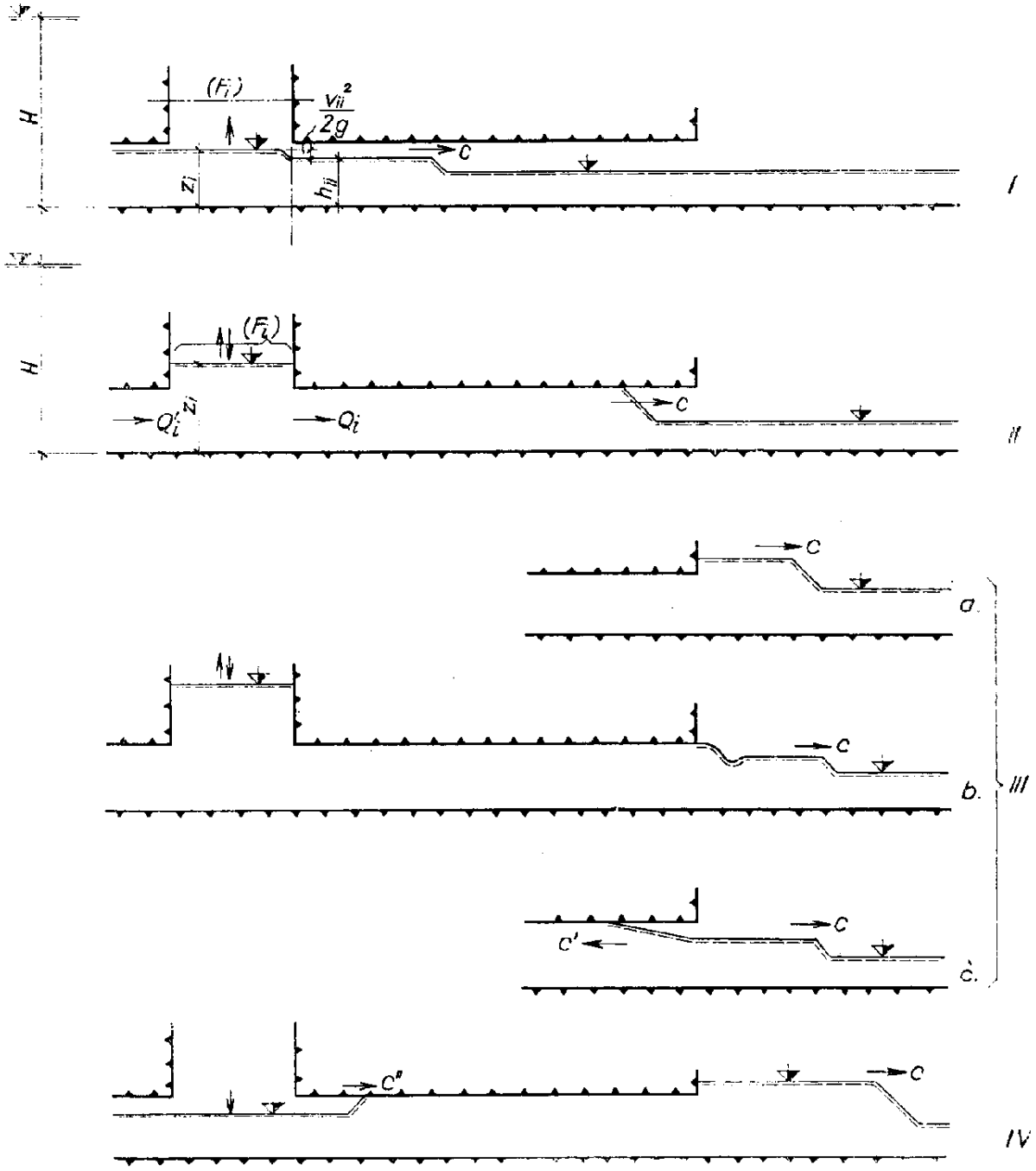
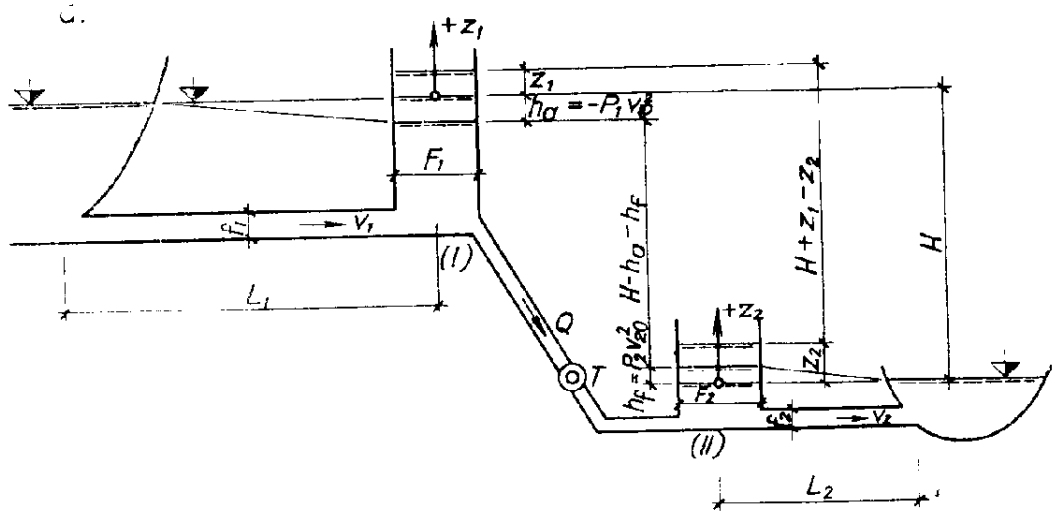


Fig. 17-49. Propagarea undelor de nivel provocate de pornirea grupurilor:
I — pornirea centralei; *II* — intrarea parțială sub presiune a galeriei, salt în castel; *III* — mișcare sub presiune în galerie; *IV* — descărcarea castelului.

în castel la saltul maxim nu trebuie să depăşească cota de amplasare a generatoarelor. Cînd galeria de fugă are lungime mare, în situaţia intrării sub presiune se poate folosi parţial drept castel de echilibru. Indiferent de schimbările de regim, în acest caz capătul aval al galeriei de fugă rămîne sub presiune. În toate situaţiile calculele se fac cu ajutorul ecuaţiilor amintite, dar este obligatorie verificarea lor prin încercări pe modele [6].

— Centralele cu galerie de fugă sub presiune şi castele de echilibru în amonte şi aval se pot utiliza pentru toate tipurile de turbine, dispoziţia lor variind însă sensibil. În situaţia grupurilor cu turbine Pelton nu există interferenţă între condiţiile din amonte şi din aval, astfel că dimensionarea castelelor se face independent, pe baza ecuaţiilor clasice. În situaţia grupurilor cu turbine cu reacţiune rezultă oscilaţii în ambele castele şi problema calculului saltului şi a amortizării lui este mai dificilă. Condiţia de stabilitate a lui *Thoma* nu mai este suficientă, secţiunile rezultate depăşind secţiunea teoretică. Pentru calcul se ia în considerare întregul sistem hidraulic de la captare pînă la restituţie (fig. 17-50). Teoretic, problema



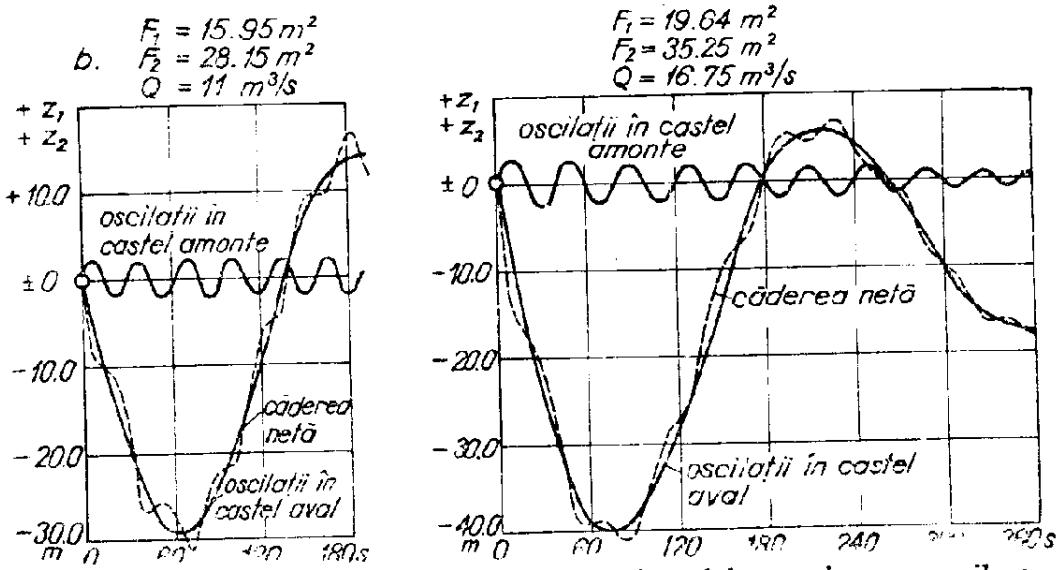


Fig. 17-50. Interacţiunea castelelor amonte şi aval la pornirea grupurilor:
a — schemă hidraulică; *b* — diagrame de oscilaţii.

se rezolvă scriind ecuațiile pentru sistemul amonte și cel aval de turbină și în plus ecuația care impune puterea constantă în centrală, după variația inițială a puterii.

— Centralele cu galerie de fugă sub presiune fără castel de echilibru în aval reprezintă schema des utilizată în cazul amenajărilor moderne. Ele au în general galerii de fugă scurte, iar la restituție sînt variații mari de nivel la variațiile de debit. Dacă s-ar prevedea castel de echilibru în aval el ar rezulta de un volum excesiv de mare, ceea ce face să se renunțe la castel, dar să se ia în considerare efectul loviturilor de berbec și pericolul de cavitație. Spre a evita cavitația se stabilește corespunzător poziția axului turbinei. În afara calculelor teoretice la acest tip de centrale sînt necesare studii extinse pe modele.

§ 8. CALCULE HIDRAULICE

La proiectarea unei centrale hidroelectrice intervin, în afara calculelor hidraulice curente, și o serie de calcule specifice, în special la centralele de joasă cădere cu camera spirală din beton armat. În principal ele cuprind calculul prizei, calculul carcasei spirale, calculul aspiratorului și calculul înălțimii de aspirație.

39. Calculul prizei

Rolul prizei în centrală este de a asigura condiții bune de curgere de la intrare spre camera spirală și de a proteja turbina împotriva pătrunderii aluviunilor și a peștilor. O alcătuire corectă a prizei provoacă pierderi de sarcină reduse.

Pierderea la intrarea în priză se poate exprima cu formula cunoscută a pierderilor locale:

$$\Delta h_i = \zeta \frac{v^2}{2g} \tag{2}$$

unde v reprezintă viteza medie raportată la secțiunea brută din amonte de grătar, iar ζ un coeficient care depinde de alcătuirea constructivă a prizei.

Această pierdere se datorează contracției provocată de pilele de dirijare, de pereții laterali ai prizei și de prag, dacă acesta există. Pragul se prevede în cazul rîurilor cu transport masiv de aluviuni tîrîte, pentru a împiedica pătrunderea acestora în priză, deși creează condiții nefavorabile în curgere. Înălțimea curentă a pragului este 0,5 ... 1,5 m. În funcție de gradul de contracție, coeficientul pierderii de sarcină se ia $\zeta = 0{,}05$ ... 0,15, la prizele fără prag și $\zeta = 0{,}10$ ... 0,20, la prizele cu prag (fig. 17-51).

Un criteriu practic pentru stabilirea secțiunii de intrare recomandă ca viteza apei raportată la această secțiune să fie [1]:

$$v = 0{,}12\sqrt{2gH} \tag{3}$$

unde H este căderea centralei, în m.

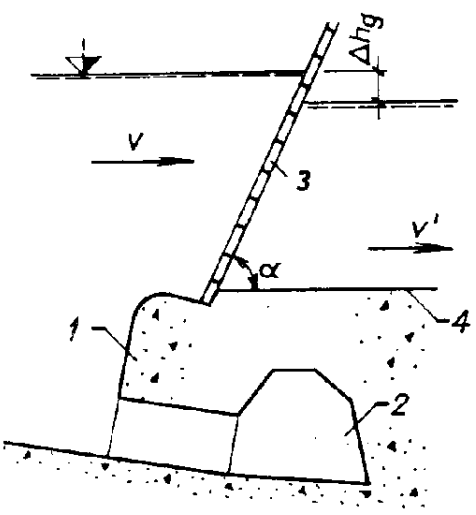


Fig. 17-51. Priză cu prag:
1 — prag amonte; *2* — galerie de spălare; *3* — grătar; *4* — radierul prizei.

Pierderea de sarcină la trecerea prin grătar se evaluează cu formula:

$$\Delta h_g = \varphi \left(\frac{s}{b}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{v^2}{2g} \sin \alpha \qquad (4)$$

unde:

s — grosimea barelor grătarului;
b — lumina dintre bare;
v — viteza de curgere imediat în fața grătarului;
α — unghiul pe care îl fac barele grătarului cu orizontala (fig. 17-51);
φ — coeficient care depinde de forma barelor, fiind cuprins între 0,76 și 2,42.

Cea mai mare pierdere de sarcină din tot ansamblul prizei se produce la grătar, ceea ce face ca alegerea tipului de grătar să fie o problemă importantă. Înclinarea grătarului se alege între 50° și 80°, înclinări mai mici favorizînd condițiile de curgere dar îngreuind curățirea. Viteza înainte de grătar se admite $v = 0{,}9 \ldots 1{,}20$ m/s la grătare cu curățire mecanică și $v = 0{,}60 \ldots 0{,}75$ m/s la grătare cu curățire manuală.

Pierderea de sarcină datorită nișelor este cu mult mai redusă decît cea prin grătar. Pe baza formulei stabilite de *Mosonyi* [1] ea se poate exprima sub forma:

$$\Delta h_n = 1{,}2 \frac{v^2}{2g} \left[(1-\beta)^2 + \left(\frac{1-\alpha}{\alpha}\right)^2\right] \quad \text{(m)} \qquad (5)$$

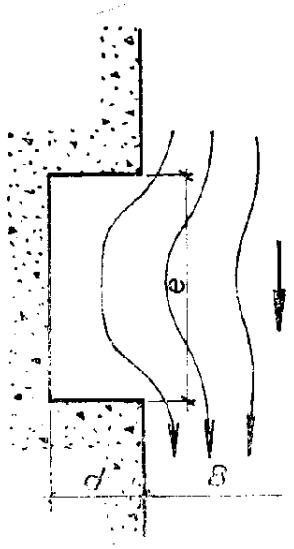


Fig. 17-52. Notații pentru calculul pierderii de sarcină în nișe.

unde $\beta = \dfrac{Bh}{Bh + 2\bar{y}h + yB}$

și $\alpha = 0{,}63 + 0{,}37\ \beta^3$.

Conform figurii 17-52, elementele din formulă sînt:

v — viteza în conducta sau canalul de priză, măsurată înainte de nișă;
B — lățimea canalului sau a conductei de priză (a secțiunii de curgere);
h — înălțimea de curgere.

Dacă lățimea nișei este e și adîncimea ei este d se alege:

$y = 0{,}2\,e$, iar pentru $d > 0{,}2\ e$ $\bar{y} = 0{,}2e$,

$d \leqslant 0{,}2\ e$ $\bar{y} = d$.

Pierderea de sarcină în conducta prizei, pe lungimea dintre intrare și carcasa spirală, se calculează cu formulele obișnuite pentru conducte. Dat fiind că viteza la intrarea

în camera spirală poate fi de 1,5 ... 2 ori mai mare decît la intrarea în priză, conducta poate avea o îngustare continuă.

La turbinele cu cameră deschisă limitările de viteză sînt mai severe pentru a evita formarea turbioanelor. În mod curent se impune [9]:

$$v \leqslant 0{,}075\sqrt{2gH}, \tag{6}$$

unde H este căderea centralei.

40. Calculul camerei spirale

Stabilirea formei camerei spirale, ținînd seama de faptul că ea trebuie să asigure un acces uniform al apei la turbină, se poate face pe baza unor calcule hidraulice riguroase. Pentru simplificare, cu erori destul de mici, se poate admite ipoteza fluidului perfect și a camerei spirale de înălțime constantă.

Condiția intrării uniforme a apei în turbină, se exprimă într-o secțiune a carcasei corespunzătoare unghiului φ, (fig. 17-53) sub forma:

$$q = \frac{\varphi}{360} Q \tag{7}$$

unde φ este măsurat în sens invers acelor ceasornicului de la ciocul spiralei, iar q debitul specific pe circumferință corespunzător debitului total Q.

Vectorul viteză v are în orice punct două componente, una radială v_r care depinde de capacitatea de înghițire a turbinei, și una tangențială v_t. Ținînd seama de legea constanței momentului cantității de mișcare k, această viteză se poate exprima sub forma:

$$v_t = \frac{k}{r}. \tag{8}$$

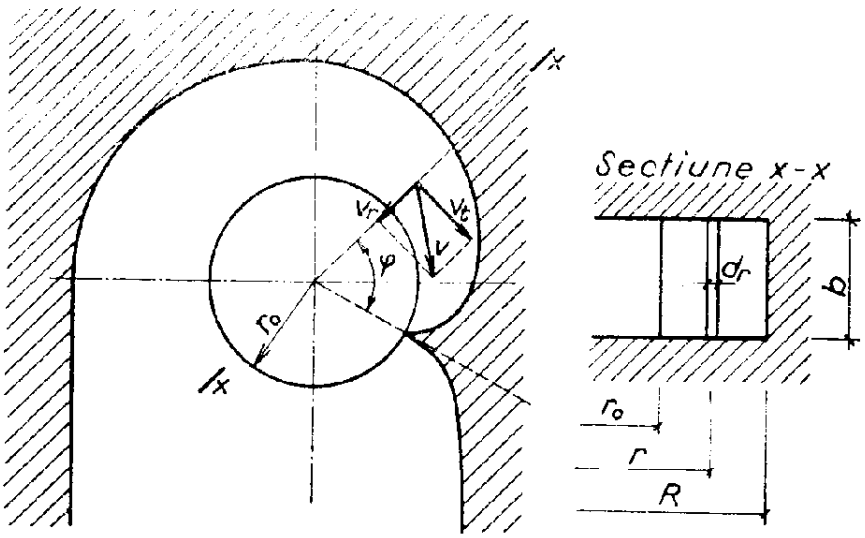


Fig. 17-53. Secțiuni prin camera spirală.

Debitul elementar care trece printr-o fîşie de lăţime dr dintr-o secţiune corespunzătoare unghiului φ are expresia:

$$dq = v_t b dr = \frac{kb dr}{r}, \tag{9}$$

unde r şi b sînt cele indicate în figura 17-53.

Debitul total în secţiunea respectivă rezultă prin integrare:

$$q = \int_{r_0}^{R} kb \frac{dr}{r} = kb \ln \frac{R}{r_0}. \tag{9'}$$

Ţinînd seama şi de condiţia accesului uniform:

$$\ln \frac{R}{r_0} = \frac{\varphi}{360} \frac{Q}{kb} = c\varphi. \tag{10}$$

Pentru o anumită valoare a momentului cantităţii de mişcare există deci o relaţie determinată între raza exterioară a carcasei spirale şi unghiul φ corespunzător acestei raze. Relaţia reprezintă o spirală logaritmică în coordonate polare. Pentru calculele preliminare se admite că viteza de intrare v_0 se menţine constantă pe întreg parcursul camerei spirale, ceea ce permite determinarea ariei necesare la un unghi oarecare φ_i:

$$F_i = \frac{\varphi_i}{360} \frac{Q}{v_0}. \tag{11}$$

După recomandările lui *Keyl* şi *Häckert* $v_0 = 0{,}20\sqrt{2gH}$, H fiind căderea centralei [14].

Secţiunea transversală optimă determinată prin calcul rezultă a fi un trapez alungit (fig. 17-54, *a*). Pentru reducerea lăţimii camerei spirale se pot utiliza secţiuni transversale limitate de segmente de hiperbolă (fig. 17-54, *b*). Studiile de laborator au arătat că forma secţiunii transversale are o influenţă redusă asupra pierderilor de sarcină aşa încît în ultima vreme se folosesc secţiuni dreptunghiulare sau trapezoidal-nesimetrice [7] (fig. 17-54, *c*).

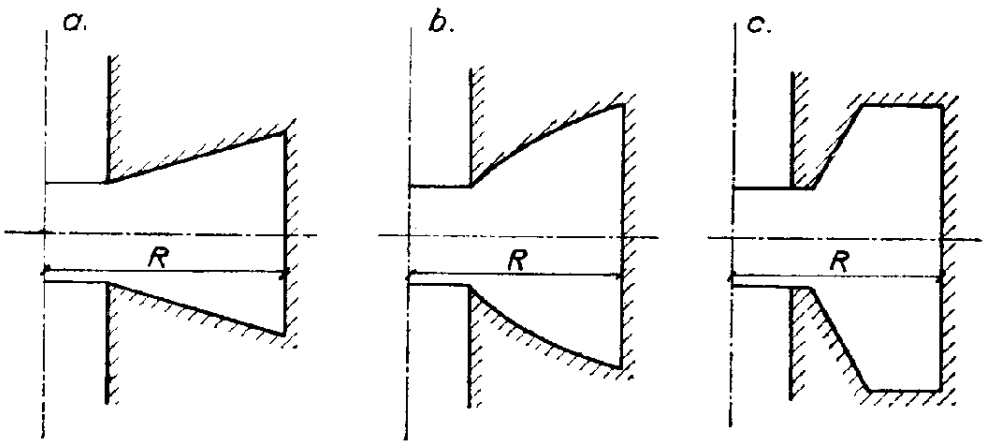


Fig. 17-54. Forma secţiunii transversale a camerei spirale:
a — trapezoidal alungită; *b* — trapezoidal curbilinie; *c* — trapezoidal asimetrică.

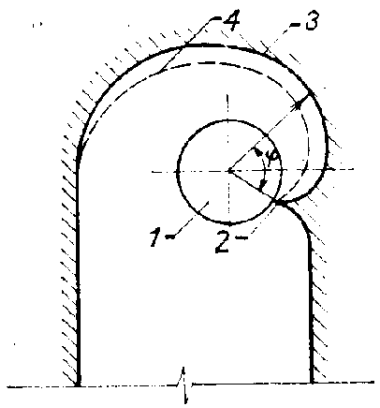


Fig. 17-55. Contur corectat al camerei spirale:
1 — rotor; *2* — ciocul spiralei; *3* — contur corectat; *4* — contur teoretic.

Pentru a corecta eroarea provocată de faptul că în calcul s-a admis ipoteza fluidului perfect este necesar să se lărgească conturul spiralei teoretice, în special în regiunea ciocului spiralei (fig. 17-55). Calculul corecției este însă extrem de complicat și supus unor erori importante.

41. Calculul aspiratorului

În cadrul centralei aspiratorul are un dublu rol:

— să asigure utilizarea diferenței de nivel dintre secțiunea de ieșire a turbinei și nivelul apei din aval, numită înălțime de aspirație statică;

— să facă posibilă recuperarea unei părți din energia cinetică a apei de la ieșirea din rotor, numită înălțime de aspirație dinamică.

La centralele mici se utilizează tuburi de aspirație verticale de forma unui difuzor vertical metalic (fig. 17-56, *a*). La centralele moderne și de putere mare, pentru a reduce adîncimea infrastructurii, se utilizează tuburi de aspirație cotite din beton armat (fig. 17-56, *b*). Acestea au trei zone distincte:

— *zona verticală*, de secțiune circulară care crește continuu;

— *zona cotului*, astfel proiectată încît să provoace pierderi de sarcină minime prin schimbarea direcției de curgere (se impune raza cotului $\rho > 0{,}6\ D$ în acord cu notațiile din figură) [1];

— *zona orizontală*.

Între cele trei zone secțiunea crește continuu, trecînd de la o formă circulară la una orizontal rectangulară.

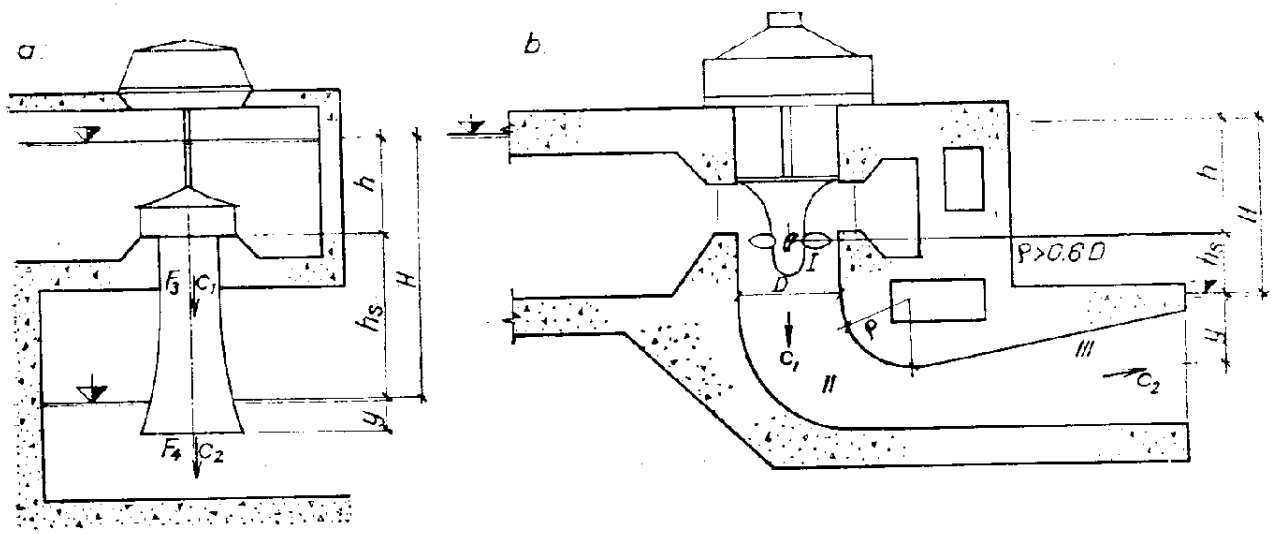


Fig. 17-56. Tuburi de aspirație:
a — sub formă de difuzor vertical din metal; *b* — sub formă de tub cotit din beton armat.

Luînd drept plan de comparație planul Y de la ieșirea din aspirator și aplicînd teorema lui *Bernoulli*, cu notațiile din figura 17-56 rezultă:

$$\frac{p}{\gamma}+\frac{c_1^2}{2g}+h_s+y=\frac{p_0}{\gamma}+\frac{c_2^2}{2g}+y+\Delta h, \tag{12}$$

unde Δh este pierderea de sarcină din aspirator, datorită frecărilor și dezlipirilor vinei de apă. Scoțînd în evidență înălțimea piezometrică absolută la ieșirea din rotor se obține:

$$\frac{p}{\gamma}=\frac{p_0}{\gamma}-h_s-\frac{c_1^2-c_2^2}{2g}+\Delta h. \tag{13}$$

Diferența dintre energia potențială la nivelul apei în lac E_0 și cea de la ieșirea din turbină E_f este utilizată de turbină:

$$E_0=\frac{p_0}{\gamma}+H; \tag{14}$$

$$E_f=\frac{p}{\gamma}+\frac{c_1^2}{2g}. \tag{14'}$$

Ținînd seama de expresia înălțimii piezometrice absolute $\frac{p}{\gamma}$, rezultă:

$$E_f=\frac{p_0}{\gamma}-h_s+\frac{c_2^2}{2g}+\Delta h. \tag{15}$$

Energia convertibilă va fi deci:

$$E_0-E_f=H+h_s-\frac{c_2^2}{2g}-\Delta h, \tag{16}$$

de unde se vede că energia convertită este cu atît mai mare cu cît sînt mai reduse pierderile de sarcină în aspirator și cu cît viteza de ieșire c_2 este mai redusă. Se constată că, datorită efectului de difuziune al aspiratorului, se recuperează o înălțime piezometrică numită *înălțime de aspirație dinamică* cu valoarea (fig. 17-57):

$$h_d=\frac{c_1^2}{2g}-\frac{c_2^2}{2g}-\Delta h. \tag{17}$$

Înălțimea de aspirație dinamică se mai poate scrie sub forma [1]:

$$h_d=\eta_d\frac{c_1^2-c_2^2}{2g}, \tag{18}$$

unde η_d reprezintă randamentul difuzorului. Comparînd cele două moduri de exprimare ale înălțimii dinamice rezultă:

$$\eta_d=\frac{c_1^2-c_2^2-2g\Delta h}{c_1^2-c_2^2}. \tag{19}$$

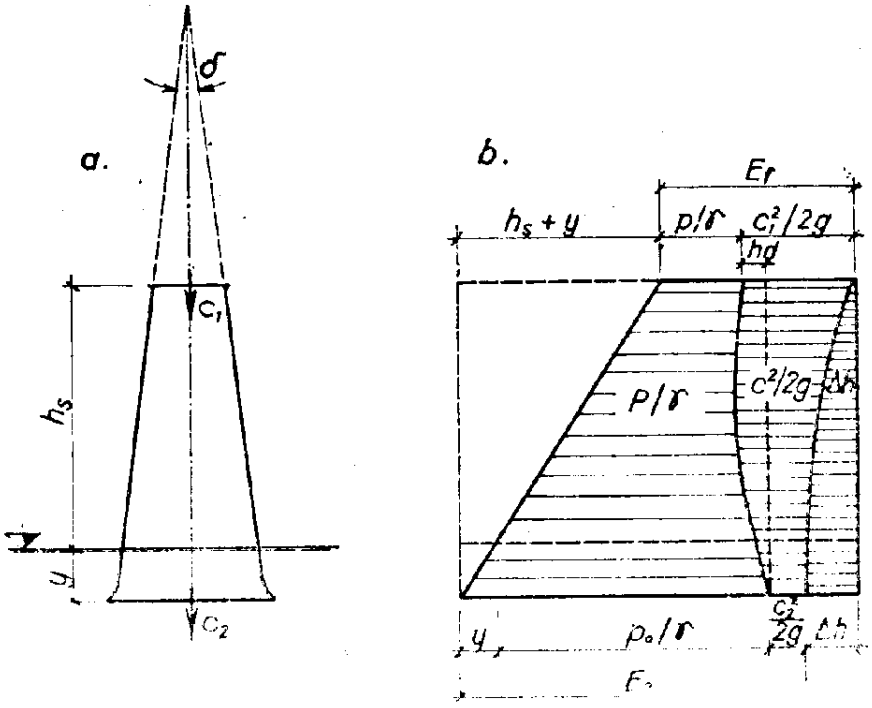


Fig. 17-57. Determinarea presiunilor în tubul de aspirație:
a — notații; *b* — diagrame de distribuție.

Viteza de ieșire din aspirator se ia de obicei $c_2 = (1 \ldots 2)$ m/s, iar randamentul are valoarea optimă $\eta_d = 0{,}85$. Înclinarea teoretică față de verticală a peretelui difuzorului este $\delta/2 = 4 \ldots 5°$, pentru a produce pierderi de sarcină minime și a evita dezlipirile.

Forma optimă a aspiratorului a fost determinată de *Prăsil*, din condiția de a nu apare dezlipiri ale firelor de curent, ținînd seama că mișcarea este potențială. A rezultat că peretele aspiratorului trebuie să aibă forma unei suprafețe de rotație de tip hiperbolic. După alți cercetători peretele aspiratorului trebuie să fie trasat după o curbă intermediară între o hiperbolă echilateră și o curbă logaritmică [15].

42. Calculul înălțimii de aspirație

Valoarea presiunii absolute în secțiunea de ieșire din turbină este, pe baza celor stabilite înainte:

$$\frac{p}{\gamma} = \frac{p_0}{\gamma} - h_s - h_d. \tag{20}$$

Se constată că presiunea absolută p scade odată cu creșterea înălțimii de aspirație h_s. Dacă turbina ar fi situată la o înălțime prea mare deasupra nivelului apei din aval, presiunea poate deveni egală cu presiunea vaporilor saturați la tem-

peratura respectivă și deci apare cavitația. Rezultă deci o limitare a înălțimii statice de aspirație, valoarea înălțimii admisibile fiind stabilită de *Thoma* [1]:

$$h_s = \frac{p_0}{\gamma} - \sigma H, \tag{21}$$

unde :

H — căderea netă a centralei;
p_0 — presiunea atmosferică la cota centralei;
σ — coeficient de cavitație, care depinde de turația specifică n_s și de tipul turbinei.

Valoarea lui σ se mărește rapid cu creșterea turației specifice n_s, ceea ce înseamnă că valorile înălțimii de aspirație sînt cu atît mai reduse cu cît n_s-ul turbinei este mai mare.

Pe bază de rezultate experimentale *M. Mainardis* [7] a alcătuit tabelul 17-1 de variație a coeficientului de cavitație σ pentru turbinele *Francis* și *Kaplan*.

TABELUL 17-1

n_s	250	300	350	400	450	500	550	600
σ	0,13	0,18	0,23	0,31	0,40	0,50	0,60	0,72
n_s	650	700	750	800	850	900	950	1000
σ	0,85	1,00	1,17	1,35	1,55	1,76	2,00	2,25

§ 9. ELEMENTE DE CALCUL STATIC

43. Particularitățile calculului static funcție de tipul de centrală

După cum s-a arătat mai înainte clădirile centralelor hidroelectrice pot sau nu prelua presiunea hidrostatică din bieful amonte. Centralele care nu preiau presiunea biefului amonte sînt centralele subterane, centralele de derivație și cele amplasate la piciorul barajelor. În aceste cazuri camera spirală este de regulă metalică, carcasa preluînd complet eforturile provocate de presiunea apei. Nu există pile, timpane, sau ziduri de sprijin, iar masivul turbinelor reprezintă din punct de vedere static o construcție mai simplă și se calculează fără dificultăți.

Clădirile centralelor baraj de tip fluvial, care preiau presiunea din amonte, reprezintă construcții spațiale complexe, alcătuite dintr-un număr mare de elemente cu contur complicat și rigiditate variabilă, legate monolit. Calculul exact al unui astfel de sistem este practic imposibil și ca urmare în practica de proiectare se admit aproximații de diferite grade privind comportarea statică a sistemului. În paragrafele care urmează se prezintă schemele statice de calcul pentru diferitele

elemente componente ale centralelor baraj, la celelalte tipuri diferențele constructive modificînd într-o anumită măsură aceste scheme.

Astfel, la centralele de derivație și mare cădere lipsesc canalele de admisie și nu se execută camere spirale de beton armat. La centralele subterane nu se pune problema verificării stabilității, dar apar în plus probleme privind bolta centralei, ancorarea pereților etc.

Spre deosebire de suprastructură, care reprezintă o hală industrială obișnuită și se calculează ca atare, infrastructura este compusă dintr-un număr mare de elemente cu deschideri variabile, contururi curbe și poziții diferite. Elementele de construcție ale infrastructurii pentru centrala tip ce urmează să fie analizată sînt prezentate în figura 17-58.

44. Procedee de calcul și elemente analizate

La centralele mici și mijlocii calculul static se efectuează prin împărțirea întregii centrale în elemente separate și analizarea lor după schemele statice tip (grinzi, plăci, cadre etc.). La centralele mari, unde dimensiunile centralei și sarcinile transmise fundației sînt importante, un astfel de calcul, deși asigură rezistența necesară pentru elementele izolate, nu va asigura și rezistența întregii construcții pe o direcție normală față de cea adoptată la calculul elementelor izolate. Apare deci necesară considerarea întregii centrale ca o grindă de formă neregulată. Se face verificarea încovoierii generale a structurii, așezată pe o fundație deformabilă și încărcată cu forțe distribuite funcție de reacțiunea terenului [16].

Metoda de calcul care răspunde corect modului real de comportare al construcției constă din: — calculul rezistenței generale a clădirii pe direcția curgerii; — calculul rezistenței generale a clădirii pe direcția normală curgerii; — calculul elementelor clădirii, luate separat, la sarcini locale.

Analiza completă din punct de vedere static a clădirii centralei cuprinde:
— verificarea stabilității generale și a eforturilor în fundație;
— verificarea rezistenței generale pe două direcții;
— calculul canalului (conductei) de intrare;
— calculul camerei spirale;
— calculul aspiratorului;
— calculul planșeului generatoarelor;
— calculul elementelor secundare (pile aval, planșee intermediare, puțuri etc.);
— calculul suprastructurii (inclusiv grinzile podului rulant și stîlpii de susținere).

Dispoziția generală și dimensiunile principale ale unei centrale hidroelectrice sînt determinate de condițiile hidraulice și de amplasare a echipamentului mecanic și electric. Analiza statică nu are decît un caracter de verificare și determină armarea necesară [7]. Dacă anumite elemente nu corespund condițiilor de rezistență se va proceda la sporirea dimensiunilor lor, dar întotdeauna fără a stînjeni condițiile funcționale. De exemplu grosimea peretelui dintre tuburile de aspirație se poate mări, dacă apare necesar, dar nu în detrimentul secțiunii transversale a aspiratorului, determinată din considerente hidrodinamice, ci prin mărirea corespunzătoare a lățimii infrastructurii. În mod asemănător dacă lungimea clădirii centralei, determinată în acord cu fluxul apei în centrală, face ca într-o anumită

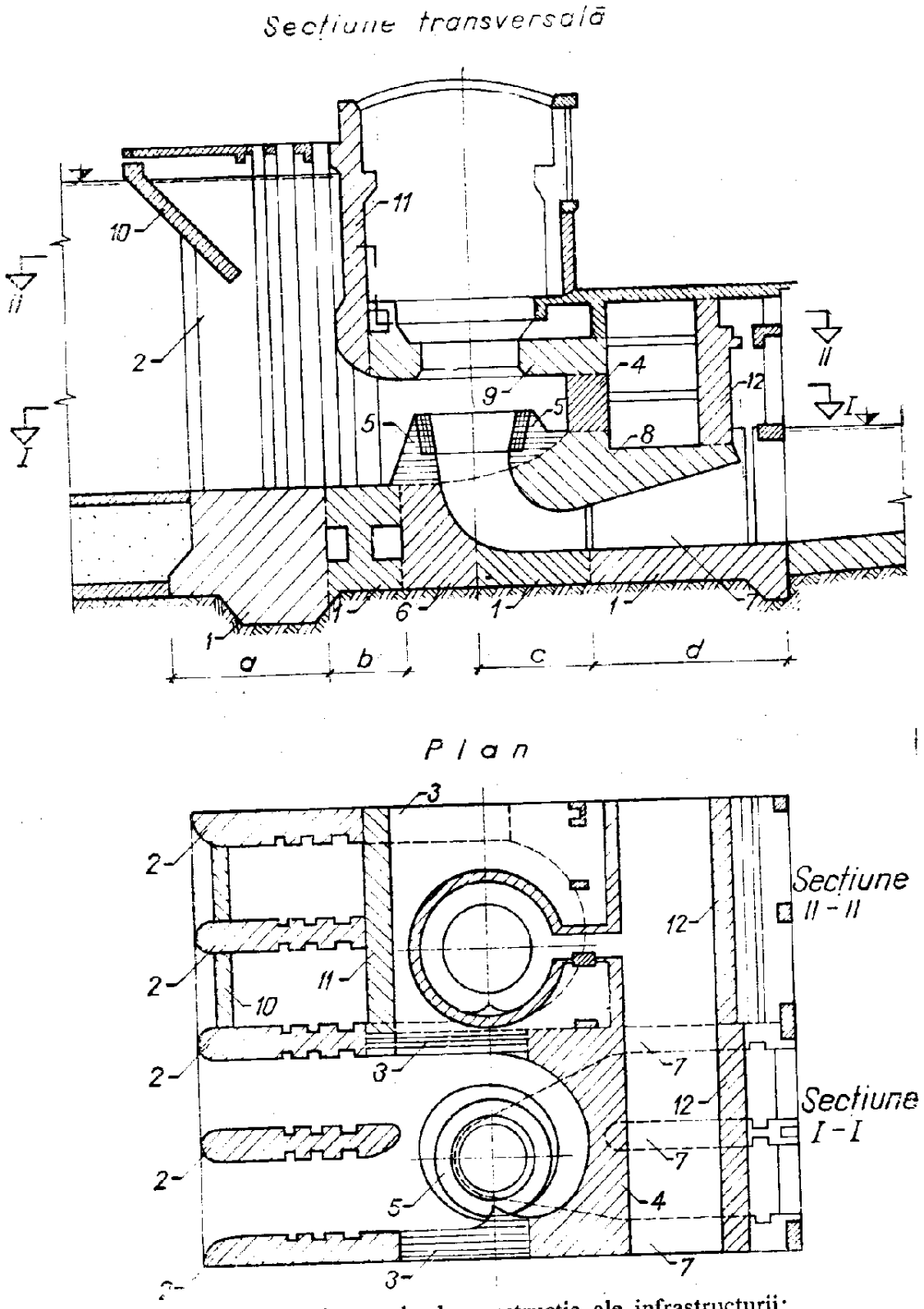


Fig. 17-58. Elementele de construcție ale infrastructurii:

a — zona camerei de intrare; *b* — zona galeriilor de vizitare; *c* — zona cotului aspiratorului; *d* — zona difuzorului; *1* — placă de fundație; *2* — pilă amonte; *3* — zid lateral al camerei spirale; *4* — zid aval al camerei spirale; *5* — conul aspiratorului; *6* — cotul aspiratorului; *7* — pilă aval; *8* — planșeul aspiratorului; *9* — planșeul camerei spirale; *10* — timpan; *11* — zid de presiune amonte; *12* — zid de presiune aval.

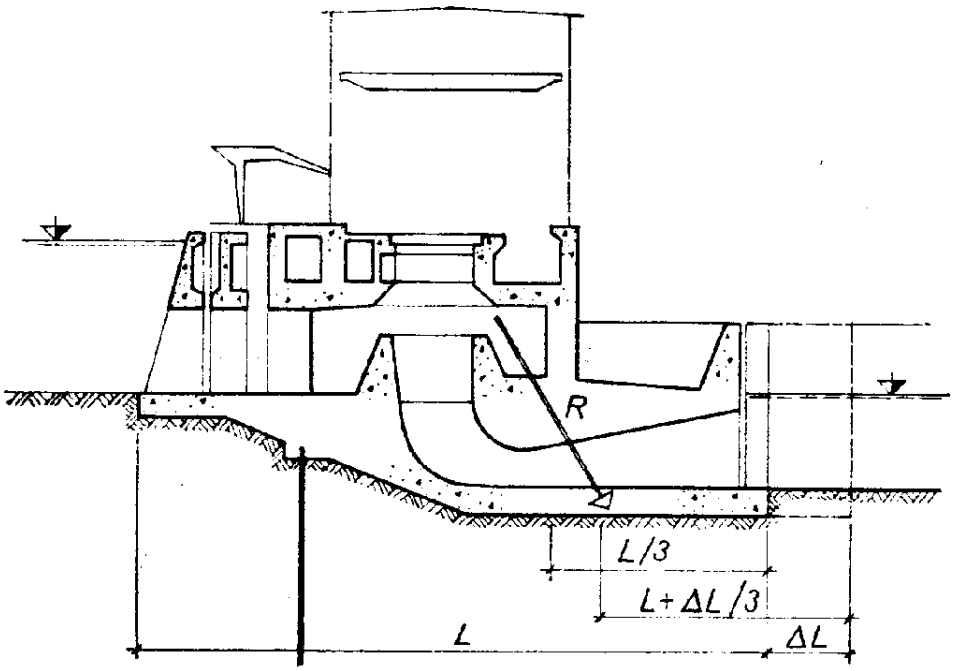


Fig. 17-59. Reducerea excentricității rezultantei prin construcția unui postradier.

ipoteză de încărcare rezultanta să aibă o excentricitate nepermis de mare și terenul de fundație este slab, se va lungi talpa de fundație printr-un postradier, dar nu prin modificarea dimensiunilor tubului de aspirație [1] (fig. 17-59).

Dacă verificarea la stabilitate generală arată că volumul tehnologic de beton nu este suficient, nu se admite consum de beton cu rol de lest. Se vor face modificări în dispunerea centralei prin rezemarea ei în placa disipatorului, legarea cu un avanradier ancorat, încărcări suplimentare cu apă și pămînt, micșorarea subpresiunii etc.

45. Ipoteze de calcul și de încărcare

Stabilitatea și rezistența clădirii centralei trebuie verificate atît în condițiile de execuție cît și în cele de exploatare [3], [16].

În condiții de execuție se face verificarea în situația infrastructurii complet terminate, aflată în incinta batardourilor, cît și pentru stadii intermediare de execuție. În aceste stadii se va verifica:

— placa de fundație, încărcată cu greutatea pilelor și a planșeului aspiratorului, înainte de întărirea betonului din planșeu (fig. 17-60, *a*);

— placa de fundație împreună cu pilele și planșeul aspiratorului, în timpul betonării planșeului camerei spirale (fig. 17-60, *b*);

— elementele infrastructurii, după ce betonul planșeului camerei spirale s-a întărit, la încărcarea cu betonul părții superioare a pilelor și zidurilor (fig. 17-60 *c*,).

Scopul acestor calcule este să verifice dacă armătura prevăzută în ipoteza exploatării curente satisface condițiile unor încărcări temporare. Cerințele puneri

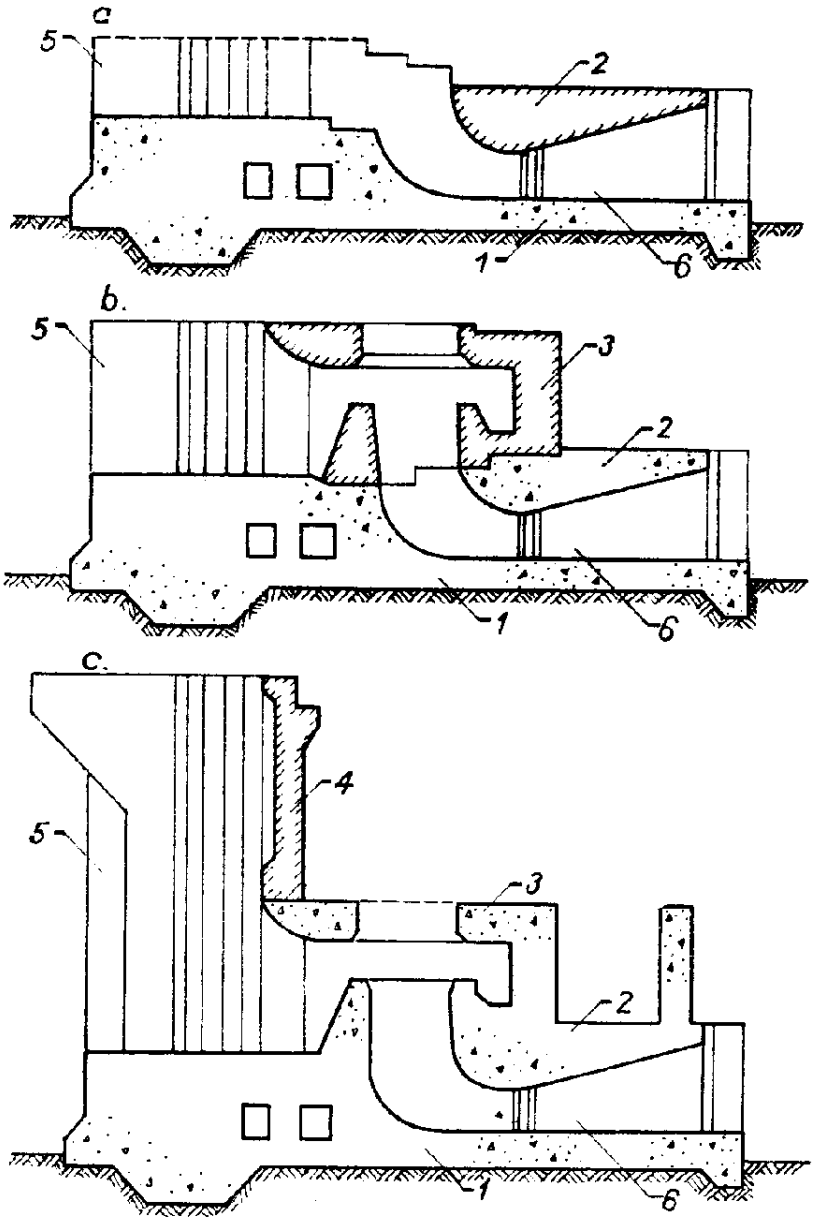


Fig. 17-60. Stadii de execuţie a infrastructurii:
a — placa de fundaţie; *b* — placa de fundaţie, pilele şi planşeul aspiratorului; *c* — întreaga infrastructură, mai puţin zidurile de presiune şi zona superioară a pilelor; *1* — placă de fundaţie; *2* — planşeul aspiratorului; *3* — cameră spirală; *4* — zid de presiune; *5* — pilă amonte; *6* — pilă aval.

sub sarcină a cîtorva grupuri înainte de încheierea lucrărilor, precum şi secţionarea blocurilor turbinelor pentru devierea apelor în timpul execuţiei, duc uneori la mărirea acestei armări [3].

În condiţii de exploatare sînt caracteristice ipoteza de exploatare normală şi ipoteza grupării suplimentare de sarcini.

Ipoteza de exploatare normală corespunde nivelului retenţiei normale în bieful amonte şi nivelului minim în bieful aval, cu agregatele în funcţiune şi dispozitivele antifiltrante în stare normală. Se atrage atenţia că poziţia etanşării rostului influenţează starea de solicitare a pilelor de rost. Se pot prevedea etanşări în zona amonte, sau atît în amonte cît şi în aval. Corespunzător poziţiei lor se poate găsi

un optim în ce privește încărcările pilei, care să conducă la o dimensionare rațională.

În ipoteza grupării suplimentare de sarcini se iau în considerație reparația unuia sau a două agregate, ridicarea nivelului în bieful amonte la viituri, mărirea subpresiunilor, fenomenul loviturii de berbec pe traseul energetic etc. Trebuie menționat că influența acestor ipoteze nu este egală pentru diferitele elemente. De exemplu, golirea unui agregat reprezintă ipoteza de calcul pentru pilele amonte, nefiind însă valabilă pentru planșeul și zidurile camerei spirale. Ridicarea nivelului apei din bieful aval este dezavantajoasă pentru zidul de presiune aval și pentru planșeul tuburilor de aspirație, însă, datorită reducerii generale a căderii, este avantajoasă pentru condițiile de lucru ale plăcii de fundație.

Calculele statice propriu-zise vor fi precedate de un studiu privind infiltrațiile și subpresiunile. Se determină debitul evacuat pe sub și pe lîngă clădirea centralei, ca și gradienții critici și se verifică la afuiere terenurile necoezive cu particule fine. Se verifică rezistența la eroziune a patului rîului la ieșirea din aspirator și se determină distribuția subpresiunilor sub talpa de fundație.

§ 10. STABILITATEA LA ALUNECARE ȘI PRESIUNILE PE TEREN

46. Stabilitatea la alunecare

Pentru a determina coeficientul de siguranță la alunecare se ia în considerație combinația de încărcări corespunzătoare forțelor orizontale maxime și forțelor verticale minime. Sarcinile care intervin sînt următoarele:

— *în ipoteza condițiilor normale de exploatare*: greutatea proprie a centralei, presiunea apei la nivelul retenției normale și extraordinare, subpresiunea în ipoteza funcționării dispozitivelor de drenare și combatere a infiltrațiilor, împingerea pămîntului, inclusiv a aluviunilor după colmatarea biefului amonte, presiunea valurilor, presiunea vîntului și alte sarcini;

— *în ipoteza condițiilor extraordinare de exploatare*: intervin în plus solicitările seismice, presiunea apei la trecerea debitelor maxime de verificare, subpresiunea în cazul perturbării dispozitivelor de drenaj.

Dat fiind că greutatea proprie a centralei este întotdeauna o forță stabilizatoare, nu se iau în considerație greutatea apei din tubul de aspirație și din camera spirală pînă la vana din amonte și greutatea echipamentului electromecanic, care poate să nu fie montat la unele blocuri în momentul punerii în funcțiune, sau este scos pentru revizie (ipoteză de reparații) (fig. 17-61).

Eforturile tangențiale de frecare se consideră uniform distribuite pe proiecția orizontală a fundației și numai în cazurile cînd este asigurată aderența se consideră și efectul lor pe suprafețele înclinate ale fundației.

Condiția de stabilitate la alunecare este dată de relația:

$$k\Sigma H \leqslant f(\Sigma V - S) \qquad (22)$$

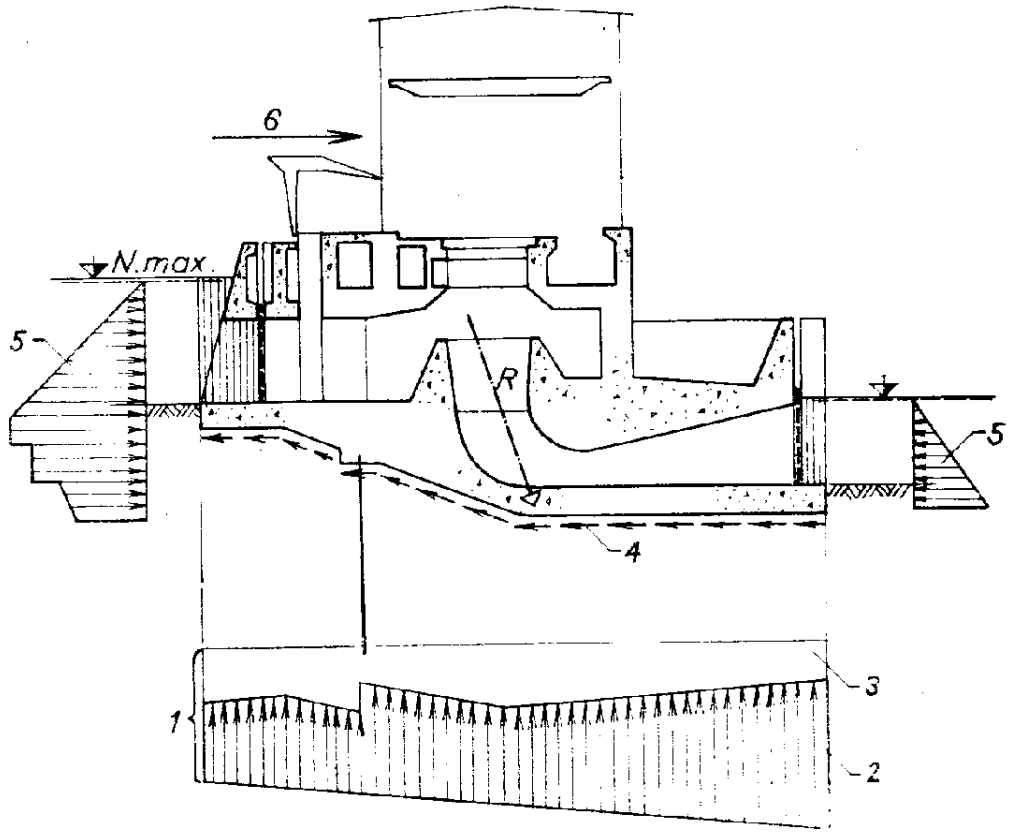


Fig. 17-61. Schema de încărcare pentru verificarea stabilității la alunecare:
1 — diagramă de reacțiuni; *2* — eforturi pe teren; *3* — diagramă de subpresiuni; *4* — eforturi de frecare; *5* — presiunea hidrostatică; *6* — presiunea vîntului.

unde:

ΣH — suma forțelor orizontale;
ΣV — suma forțelor verticale datorită greutății elementelor centralei;
f — coeficientul de frecare statică dintre talpă și terenul de fundație;
k — coeficientul de siguranță;
S — rezultanta subpresiunilor.

La noi în țară valorile coeficienților de siguranță k nu sînt stabilite prin prescripții oficiale și se adoptă de la caz la caz. Coeficienții de siguranță la alunecare admiși în U.R.S.S. [16] sînt prezentați în tabelul 17-2, iar în S.U.A. [17] — în tabelul 17-3.

Coeficienții de frecare f se pot lua după recomandări generale pentru construcții de mică importanță, dar trebuie determinați prin încercări in situ, la

TABELUL 17-2

Combinații de forțe	Clasa construcției			
	I	II	III	IV
Grupări fundamentale	1,30	1,20	1,15	1,15
Grupări fundamentale și extraordinare	1,05	1,05	1,00	1,00

TABELUL 17-3

Criteriu de verificare	În timpul construcției		În exploatare	
	încărcare normală	încărcare extraordinară	încărcare normală	încărcare extraordinară
	A. Uzine hidroelectrice mari			
La răsturnare	1,10	1,10	1,20	1,10
La alunecare	2,50	1,10	3,50	2,00
La plutire	1,10	1,10	1,20	1,10
	B. Uzine hidroelectrice mici			
La răsturnare	1,10	1,10	1,20	1,10
La alunecare	1,50	1,10	2,00	1,50
La plutire	1,10	1,10	1,20	1,10

centralele mari. Verificarea stabilității la alunecare este importantă mai ales dacă centrala este fundată pe argile sau șisturi argiloase, la care coeficientul de frecare f poate avea valori reduse. În situația terenurilor de fundație stratificate, unde există alternanțe de straturi de nisip și argilă, sau unde apar straturi de grosime mică care se înmoaie în prezența apei, între straturi mai groase de teren compact, suprafața de alunecare poate să nu fie identică cu suprafața de fundare. Ea poate apare la contactul dintre două straturi. Se impune în aceste cazuri verificarea la alunecare a ansamblului format din construcție și terenul de fundație.

Dacă cu dimensiunile constructive admise nu este satisfăcut coeficientul de siguranță la alunecare se va proceda la:

— adîncirea infrastructurii;

— execuția unor pinteni mai adînci;

— execuția unor puțuri umplute cu nisip, care străbat diferitele straturi ale fundației;

— legarea cu un avanradier ancorat;

— încărcarea suplimentară cu apă sau pămînt;

— reducerea subpresiunilor etc.

În general, la centralele baraj se iau aceleași măsuri constructive ca în cazul barajelor. În unele situații se poate lua în considerare ca forță stabilizatoare și presiunea pasivă a pămîntului.

47. Distribuţia presiunilor pe teren

Distribuţia presiunilor pe teren se determină în vederea găsirii valorilor maxime şi minime a acestor încărcări spre a evita apariţia de eforturi care să depăşească capacitatea portantă a terenului. Calculul se face în trei ipoteze:

— *ipoteza de exploatare la nivelul normal de retenţie* (fig. 17-62, *a*);
— *ipoteza de exploatare la ape mari* (fig. 17-62, *b*);
— *ipoteza de reparaţii* (fig. 17-61).

În unele cazuri cea mai defavorabilă este ipoteza de reparaţii, la care rezultanta are excentricitate maximă deşi forţele verticale sînt mai reduse. Alteori eforturile maxime apar în ipoteza de construcţie cînd, deşi greutăţile nu au atins valorile maxime, nu au apărut nici subpresiunile, construcţia găsindu-se în incintă de batardouri.

Distribuţia de eforturi unitare depinde de rigiditatea infrastructurii. În funcţie de valoarea acesteia se poate considera că radierul lucrează separat sau că face corp comun cu toată infrastructura, cu toate că există un număr mare de goluri. Verificarea rigidităţii se face ca pentru o grindă pe mediu elastic, determinîndu-se constanta elastică λ [16]:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI}} \tag{23}$$

unde :

K — coeficient de pat pentru terenul de fundaţie;
E — modulul de elasticitate al betonului;
I — momentul de inerţie al corpului de fundaţie considerat.

În general rezultă $\lambda < \frac{\pi}{4}$, adică fundaţia este rigidă şi se poate considera o distribuţie liniară a eforturilor pe teren. Distribuţia eforturilor se consideră constantă după direcţia normală curgerii şi se determină cu formula:

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{A}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \tag{24}$$

unde :

ΣV — componenta verticală a rezultantei;
e — excentricitatea rezultantei;
A — aria suprafeţei de fundaţie;
B — lăţimea fundaţiei pe direcţia excentricităţii.

Prin dimensionare se urmăreşte ca eforturile unitare să fie întotdeauna compresiuni. Dacă în unele ipoteze ele rezultă totuşi tracţiuni, atunci se face calculul pentru secţiunea activă sau se iau măsuri constructive adecvate.

În unele situaţii, cînd într-un bloc de infrastructură limitat prin rosturi permanente sînt cuprinse mai multe agregate, se impune şi verificarea eforturilor pe teren pentru încărcare neuniformă pe direcţia longitudinală.

48. Tasarea fundaţiilor

La centralele mari, care transmit încărcări mari terenului de fundaţie şi unde straturile din adîncime sînt antrenate la preluarea lor, pot apare tasări importante. În afară de noţiunea de *rezistenţă admisibilă* apare şi noţiunea de *tasare admi-*

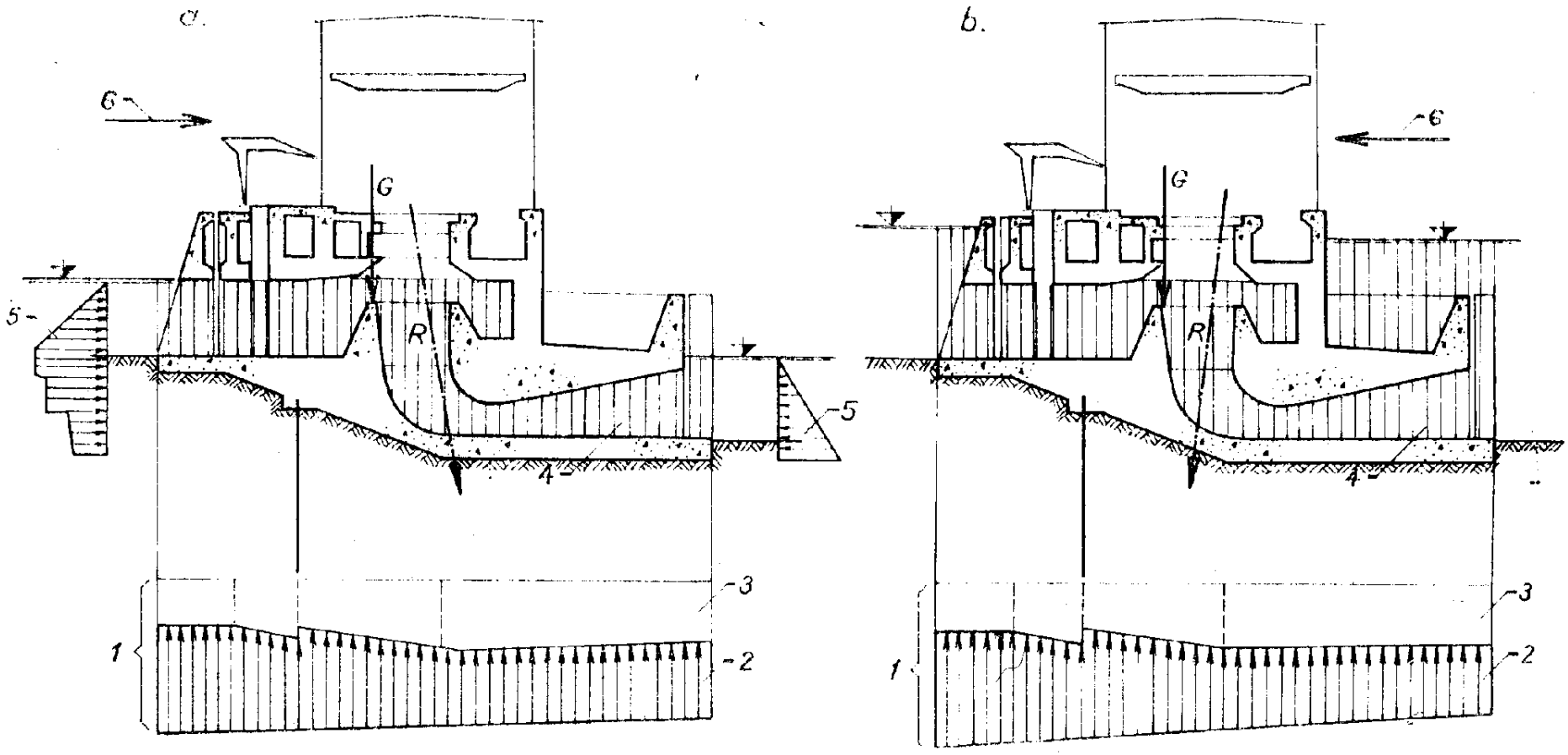


Fig. 17-62. Ipoteza de încărcare pentru calculul presiunilor pe teren:

a — exploatare la nivel normal de retenție; *b* — exploatare la ape mari; *1* — diagramă de reacțiuni; *2* — eforturi pe teren; *3* — diagramă de subpresiuni; *4* — volum de apă în centrală; *5* — presiunea hidrostatică; *6* — presiunea vîntului.

sibilă. Tasările inegale sînt periculoase pentru că pot periclita etanşeitatea rosturilor de dilataţie dintre blocuri sau pot produce înclinări nepermise ale axelor agregatelor.

Pentru a evita tasările inegale ale diferitelor părţi ale fundaţiei sînt necesare măsuri constructive în vederea uniformizării eforturilor pe teren. Se pot folosi avanradiere, console din infrastructură, goluri etc. În cazul fundaţiilor executate pe nisipuri fine sau pe argile plastice, condiţia de limitare şi uniformizare a tasărilor poate modifica dispoziţia generală a centralei.

Cînd apar totuşi tasări diferenţiate, sau peste valorile admise, se poate corecta poziţia centralei prin introducerea de mase de beton adiţionale sau prin injecţii de ciment. De exemplu la centrala *Hessingheim* pe *Neckar* (Germania) (fig. 17-63) a apărut o înclinare periculoasă la un an de la începerea execuţiei [1]. Poziţia s-a corectat şi tasările s-au oprit prin injecţii cu ciment în fundaţie, într-o incintă de palplanşe.

În cazul centralei *Svir* (U.R.S.S.) s-au calculat în faza de proiectare tasările fundaţiei (formată din depozite devoniene) şi au rezultat diferenţe de 20 ... 30 cm. Pentru a evita dificultăţile din exploatare produse de înclinarea axelor agregatelor s-au montat iniţial agregatele cu axul înclinat faţă de poziţia definitivă, unghiul de deviere stabilindu-se în aşa fel încît după producerea tasărilor aşteptate axul să ajungă vertical [2].

§ 11. CALCULUL STATIC AL INFRASTRUCTURII

49. Calculul aspiratorului

La determinarea sarcinilor care acţionează asupra elementelor de rezistenţă ale aspiratorului se iau în consideraţie două ipoteze de încărcare:

— *funcţionarea normală a agregatului,* cînd pe radierul aspiratorului acţionează de jos în sus reacţiunile terenului şi subpresiunea, iar la partea interioară acţionează presiunea apei corespunzătoare nivelului aval;

— *oprirea bruscă a agregatului,* cînd pe radier acţionează de jos în sus reacţiunile terenului şi subpresiunea, iar la partea interioară există o depresiune produsă de oprirea bruscă a curgerii debitului; valoarea absolută a depresiunilor depinde de timpul de închidere a vanei turbinei, de lungimea aspiratorului, de viteza iniţială a apei şi de forma şi rugozitatea aspiratorului; în cazul centralelor mici se ia în consideraţie, în mod acoperitor, un vid total în interior.

Pentru lucrări importante, în dorinţa de a realiza construcţii economice, se efectuează studii de laborator care stabilesc cu precizie distribuţia presiunilor în interiorul aspiratorului pentru cele două ipoteze menţionate. În figura 17-64 sînt prezentate distribuţiile de presiune într-un aspirator de mare capacitate, după studiile efectuate de *H. Rohde* [1]. De multe ori aceste distribuţii sînt prevăzute în datele de bază puse la dispoziţie de furnizorul turbinelor.

Pentru stabilirea schemei statice se ţine seama de conlucrarea radierului, pereţilor despărţitori şi a planşeului superior, care formează împreună un cadru sau mai multe cadre perpendiculare pe direcţia curgerii. Dacă grosimea radierului

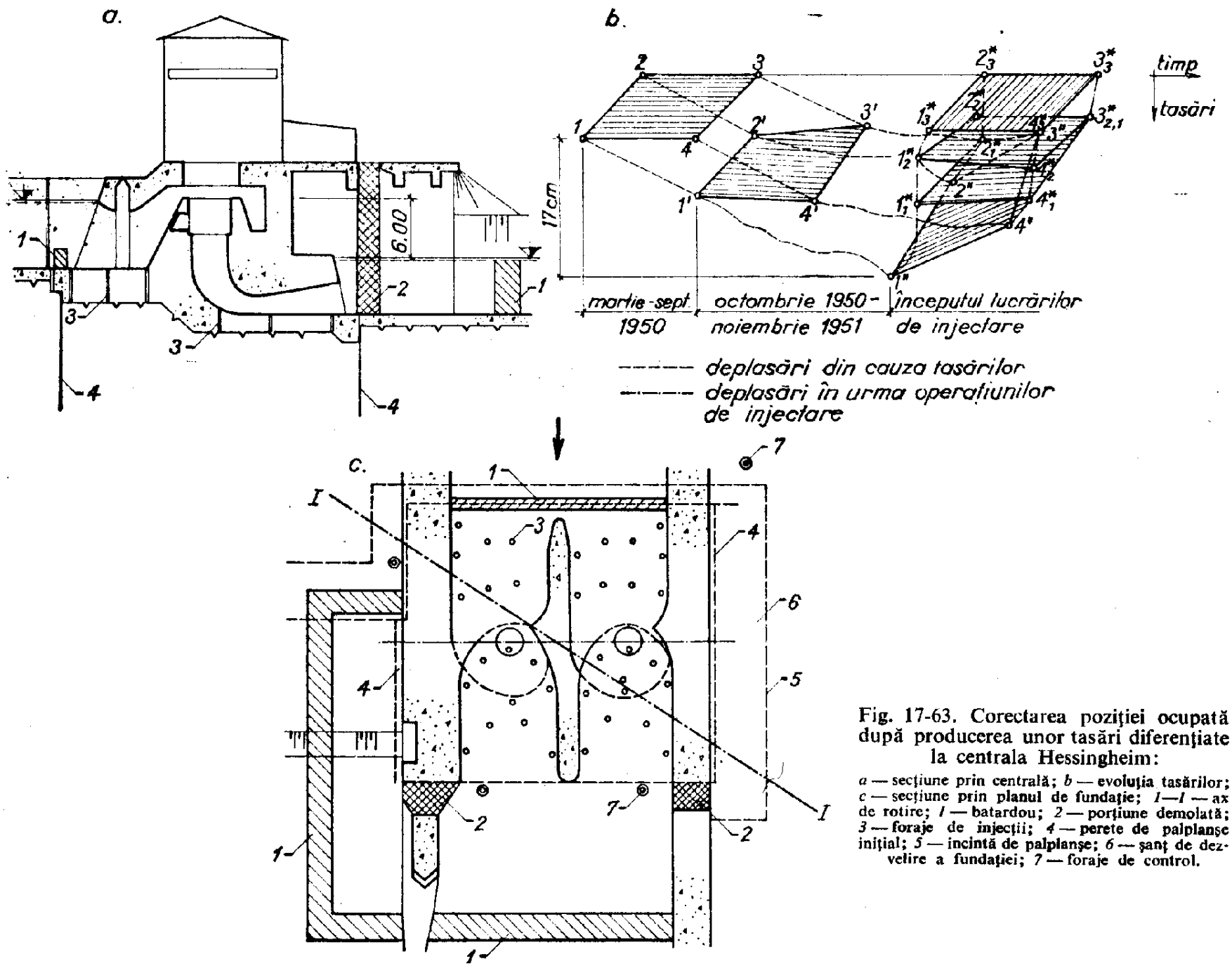


Fig. 17-63. Corectarea poziției ocupată după producerea unor tasări diferențiate la centrala Hessingheim:

a — secțiune prin centrală; *b* — evoluția tasărilor; *c* — secțiune prin planul de fundație; *I—I* — ax de rotire; *1* — batardou; *2* — porțiune demolată; *3* — foraje de injecții; *4* — perete de palplanșe inițial; *5* — incintă de palplanșe; *6* — șanț de dezvelire a fundației; *7* — foraje de control.

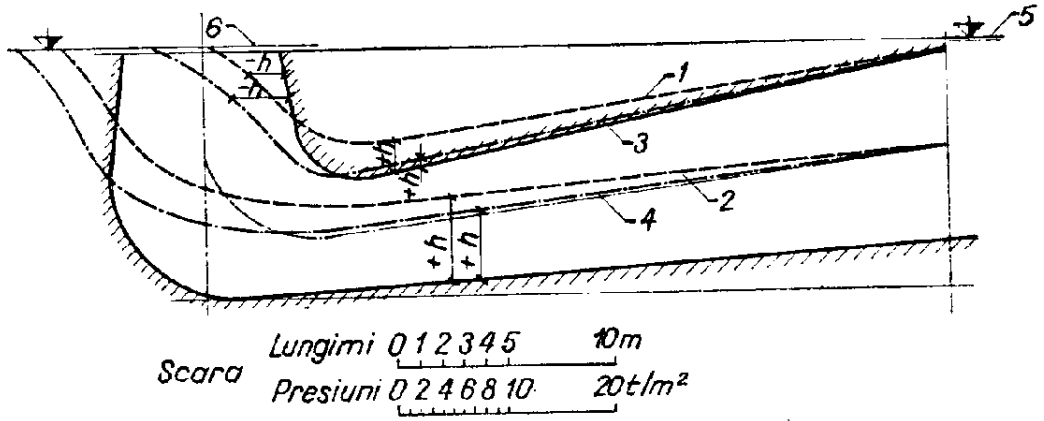


Fig. 17-64. Diagrama de distribuţie a presiunii interioare pe pereţii aspiratorului:
1 — presiuni pe planşeu la funcţionare în regim; *2* — presiuni pe radier la funcţionare în regim; *3* — presiuni pe planşeu la oprire bruscă a centralei; *4* — presiuni pe radier la oprire bruscă a centralei; *5* — nivel aval; *6* —secţiune de ieşire din turbină.

este mare în raport cu a celorlalte elemente (pereţi despărţitori, pile intermediare) el poate fi dimensionat ca grindă continuă. Cînd grosimile acestor elemente sînt apropiate, se consideră în calcul un cadru mic (fig. 17-65, *a*). Dacă unii dintre pereţii despărţitori sînt mai groşi, se pot considera drept cadre separate încastrate în aceşti pereţi (fig. 17-65, *b*). În zona cotului aspiratorului, unde înălţimea secţiunii este mai redusă, se poate considera că radierul şi planşeul superior sînt încastrate în pereţii intermediari (fig. 17-65, *c*).

Dacă radierul este subţire şi terenul de fundaţie este rezistent, repartiţia presiunilor pe teren nu mai este uniformă. În aceste cazuri este necesar să se determine presiunile pe baza unui calcul pe mediu elastic. Diagrama reală conduce de obicei la micşorarea solicitărilor de calcul şi deci la economii de armătură [16].

Dat fiind că solicitările ca şi dimensiunile geometrice sînt variabile în sensul curgerii, pentru efectuarea calculului static tuburile de aspiraţie se împart în zone. Zonele se aleg astfel ca să cuprindă elemente geometrice şi solicitări caracteristice. În toate cazurile zona cotului se tratează ca o problemă separată, datorită geometriei sale distincte.

Radierul aspiratorului se aproximează în zona cotului, atunci cînd pilele intermediare sînt mai scurte, cu o placă trapezoidală încastrată pe trei laturi, dublu armată [16] (fig. 17-66). Latura a patra se poate considera liberă sau că sprijină pe pilele intermediare. Cînd în difuzorul aspiratorului nu există pile, placa cotului poate fi calculată aproximativ ca jumătatea unei plăci circulare, încărcată uniform. Dacă există o singură pilă (fig. 17-67, *a*), reacţiunea în reazem a pilei se determină din egalitatea săgeţilor la încovoierea plăcii circulare, încărcată cu o sarcină uniformă, respectiv cu una concentrată [16]. Cunoscînd săgeţile:

$$y_q = \frac{qr^4}{64D}; \qquad y_P = \frac{Pr^2}{16\,D}, \tag{25}$$

din condiţia $y_q = y_P$ rezultă:

$$P = q\,\frac{r^2}{4}. \tag{26}$$

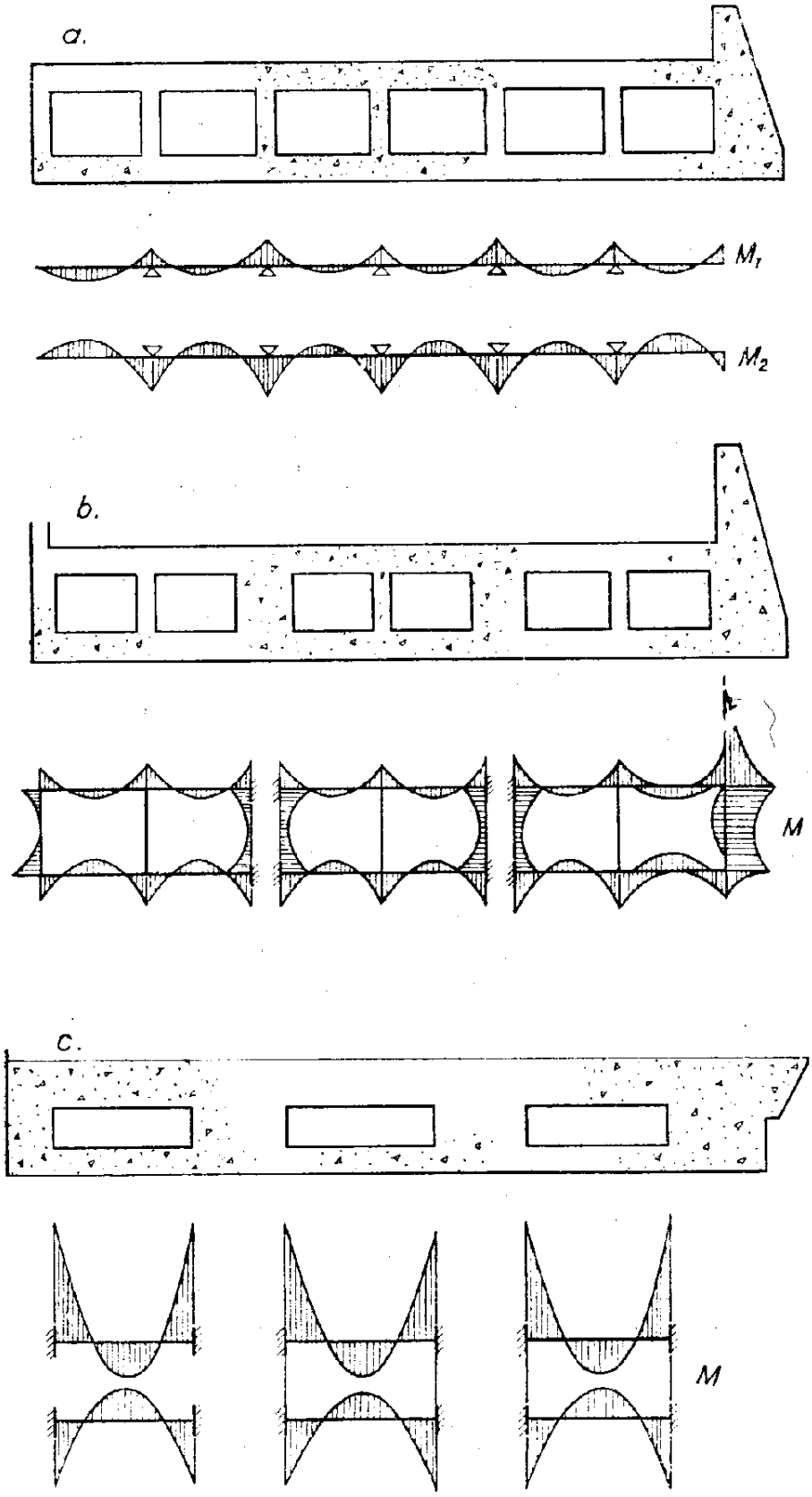


Fig. 17-65. Scheme pentru calculul aspiratorului:
a — cadru unic; *b* — cadre încastrate în pereții despărțitori; *c* — grinzi încastrate în pereții despărțitori.

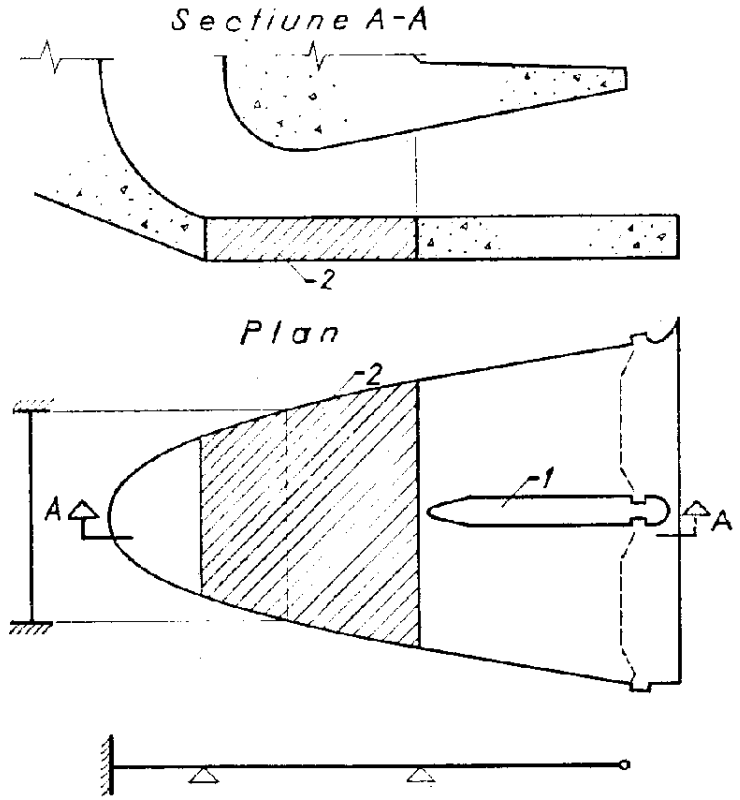


Fig. 17-66. Calculul radierului aspiratorului ca placă trapezoidală:
1 — pilă intermediară; *2* — radier.

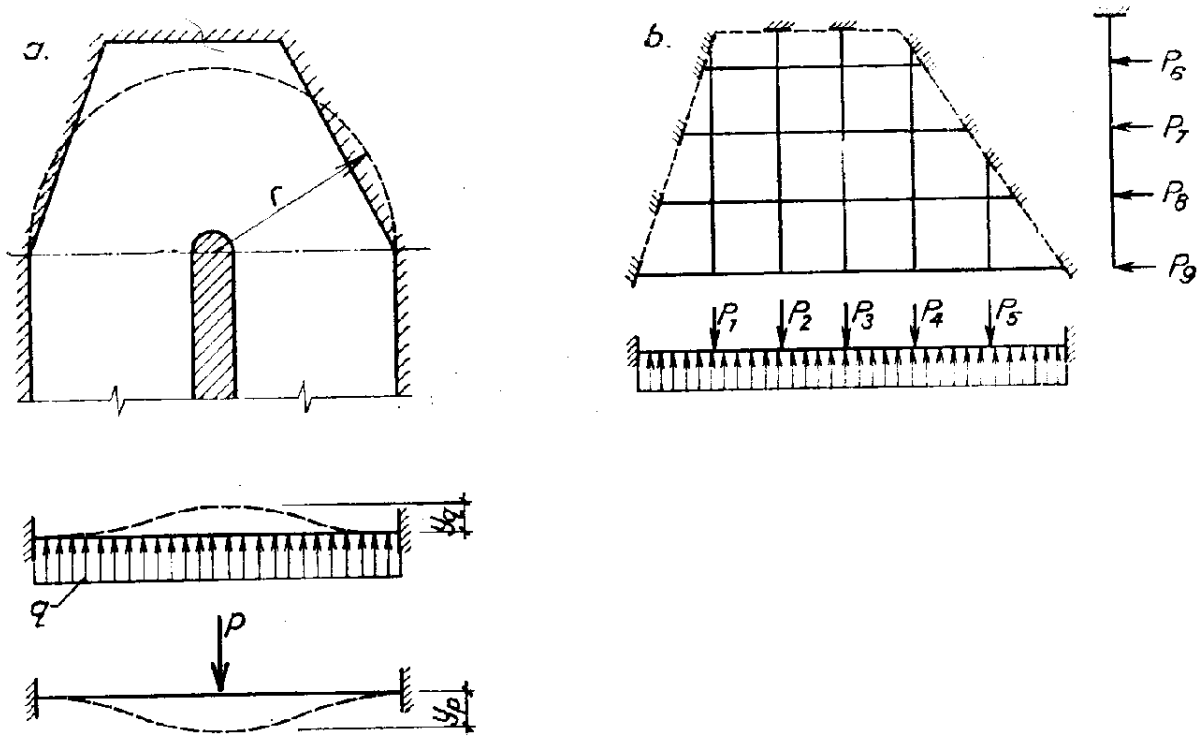


Fig. 17-67. Scheme pentru calculul plăcii de fundație în zona cotului:
a — placă circulară; *b* — rețea de grinzi.

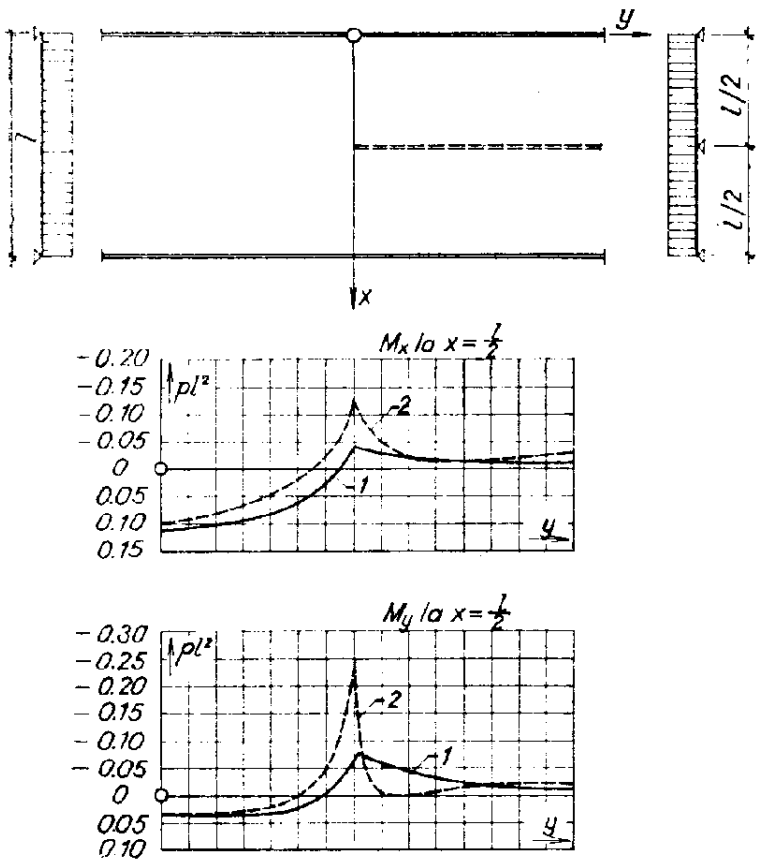


Fig. 17-68. Calculul planșeului aspiratorului ca placă dreptunghiulară:

1 — momente în cazul unei rezemări intermediare rigide; *2* — momente în cazul unei rezemări intermediare elastice.

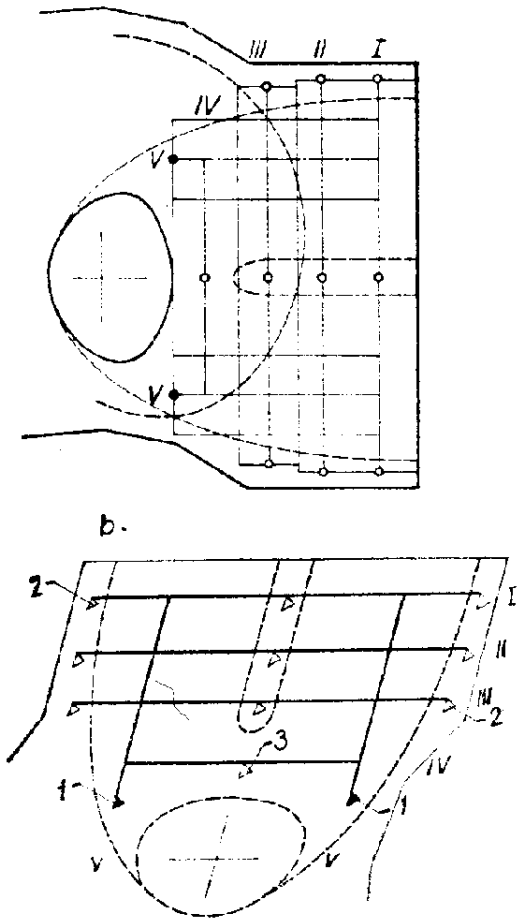


Fig. 17-69. Calculul planșeului aspiratorului ca rețea de grinzi:

a — selectarea fîșiilor; *b* — schema statică; *1* — reazem rigid; *2* — reazem elastic; *3* — rezemare parțială.

Pentru a trece la un sistem ortogonal de momente, corespunzător sistemului de armare, trebuie obținute într-o serie de puncte momentele rezultante din momentele radiale și cele tangențiale:

$$M_R = \sqrt{M_r^2 + M_t^2}, \tag{27}$$

iar acestea descompuse apoi pe direcțiile de armare:

$$M_x = M_R \cos \alpha; \quad M_y = M_R \sin \alpha \tag{28}$$

unde α este unghiul dintre momentul rezultat și direcția de armare.

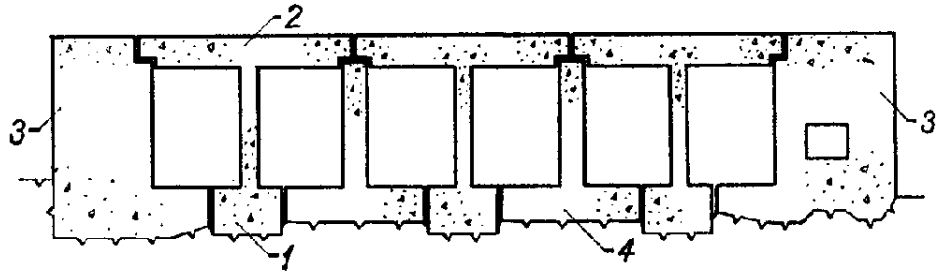


Fig. 17-70. Secțiune printr-un aspirator fragmentat de rosturi permanente:

1 — fundația pilei; *2* — planșeu; *3* — culee; *4* — radier.

O metodă generală şi mai exactă constă în calculul plăcii cotului ca o reţea de grinzi [3] (fig. 17-67, *b*). Placa se împarte în fîşii transversale şi longitudinale, în ale căror puncte de intersecţie se aplică forţe de legătură egale şi de semn contrar. Grinzile de pe o direcţie se încarcă cu sarcini exterioare şi forţe de legătură, iar grinzile din cealaltă direcţie numai cu forţe de legătură. Săgeţile grinzilor în punctele de intersecţie de pe ambele direcţii se egalează două cîte două şi din sistemul de ecuaţii obţinut se determină forţele de legătură şi apoi momentele încovoietoare şi forţele tăietoare în secţiunile caracteristice.

La calculul planşeului superior al aspiratorului dificultatea o reprezintă stabilirea schemei statice. Se admite că planşeul se descompune în fîşii perpendiculare pe axul longitudinal al aspiratorului, calculîndu-se fiecare fîşie la sarcina corespunzătoare. În calcule simplificate se consideră că planşeul este o placă rezemată pe două laturi şi cu o rezemare parţială la jumătatea deschiderii [16] (fig. 17-68). Cînd există pilă intermediară planşeul se admite dreptunghiular, deşi în realitate el are contur curb în amonte. Pe baza unor studii fotoelastice s-a ajuns la concluzia că neglijarea formei reale a conturului duce la erori. Este mai indicată de aceea considerarea unei reţele de grinzi de deschideri inegale [16] (fig. 17-69).

Pereţii intermediari sînt solicitaţi numai în ipoteza că o turbină este oprită, iar cele vecine funcţionează. La calculul pereţilor exteriori trebuie luată în consideraţie împingerea pămîntului şi a apei subterane, în ipoteza că compartimentul respectiv este gol.

Dacă infrastructura este împărţită prin rosturi transversale în blocuri (fig. 17-70), calculul aspiratorului se face considerînd elementele independente, static determinate, în acord cu secţionarea realizată de rosturi.

50. Calculul camerei spirale

Analiza statică a camerei spirale cuprinde zidurile laterale, planşeul peste camera spirală şi conul de reazem al statorului turbinei (fig. 17-58). Pentru determinarea încărcărilor zidurilor şi planşeului camerei spirale se iau în consideraţie trei ipoteze de lucru:

— *ipoteza exploatării normale*, cînd acţionează presiunea apei din interior corespunzătoare nivelului din bieful amonte; în rosturile dintre blocurile agregatelor nu există apă (drenare sigură);

— *ipoteza opririi bruşte a grupului*, cînd acţionează forţele indicate anterior şi în plus suprapresiunea dinamică produsă de oprirea bruscă;

— *ipoteza de reparaţii*, cînd în interiorul camerei nu există apă, dat fiind că batardourile sînt coborîte şi apa epuizată; din exterior acţionează presiunea apei corespunzătoare nivelului din aval; la blocurile marginale, în funcţie de dispoziţia constructivă, mai pot apare împingerea pămîntului, împingerea apei subterane etc.

Pentru calculul static al conului de reazem al statorului turbinei se va considera presiunea apei din camera spirală, suprapresiunea dinamică produsă de

oprirea bruscă, secțiunea din interiorul aspiratorului și sarcinile transmise de grup.

O primă metodă de calcul a zidurilor și planșeului constă în a admite planșeul ca fiind o placă inelară de beton armat cu un gol excentric (golul turbinei), încastrată sau rezemată pe contur. Calculul se face prin împărțirea ei într-o serie de fîșii, gradul de încastrare al acestora în elementele vecine fiind stabilit funcție de rigiditatea elementelor (fig. 17-71, *a*). Zidurile sînt considerate și ele compuse din fîșii, încastrate în planșee la partea superioară și inferioară.

O a doua schemă statică ia în considerare conlucrarea dintre planșeu și pereți, considerînd întreaga structură ca fiind împărțită într-o serie de cadre. În figura 17-71, *b* este arătată secțiunea orizontală prin camera spirală și secțiunile radiale caracteristice după *H. Rohde* [1].

Bazată pe cea de a doua metodă, care este și cea mai răspîndită, o schemă statică (*Goleman și Rudakov*) care răspunde mai corect [16] modului real de comportare al structurii (fig. 17-72) consideră că: zidurile laterale și partea din amonte a planșeului formează niște cadre cotite; partea aval a planșeului alcătuiește o placă compusă din grinzi care sprijină pe zidul aval și pe inelul statorului; zidul aval al camerei spirale, de formă cilindrică, este compus din o rețea de grinzi verticale și inele semicirculare orizontale. Cadrele se calculează pe lățime unitară. Stîlpul este încastrat în radier, iar rigla se consideră fie încastrată, dacă deasupra statorului turbinei există un inel rigid de beton armat, fie articulată în celelalte cazuri.

Armarea pentru zona aval a planșeului se face conform solicitărilor ce apar în plăcile de calcul, iar în rest prin extinderea rezultatelor de pe cadrele de calcul (*1* și *2* din fig. 17-72) pe zone de armare identică. De remarcat că metodele de

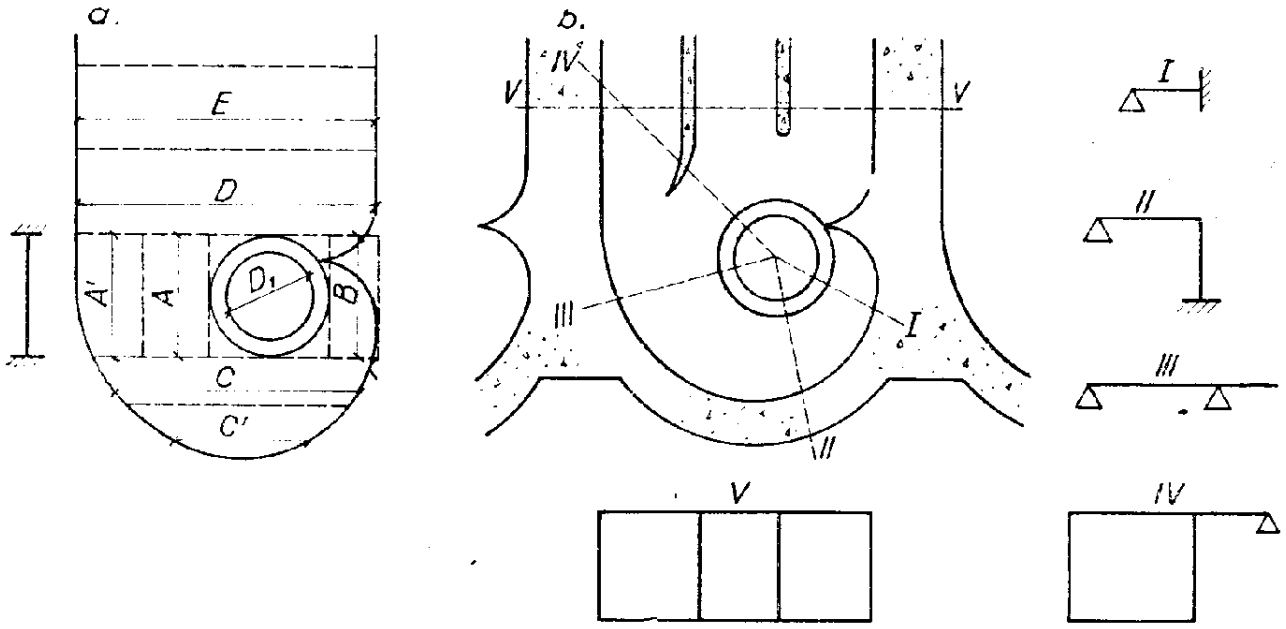


Fig. 17-71. Scheme pentru calculul camerei spirale:
a — placă inelară cu gol excentric; *b* — sistem de cadre independente.

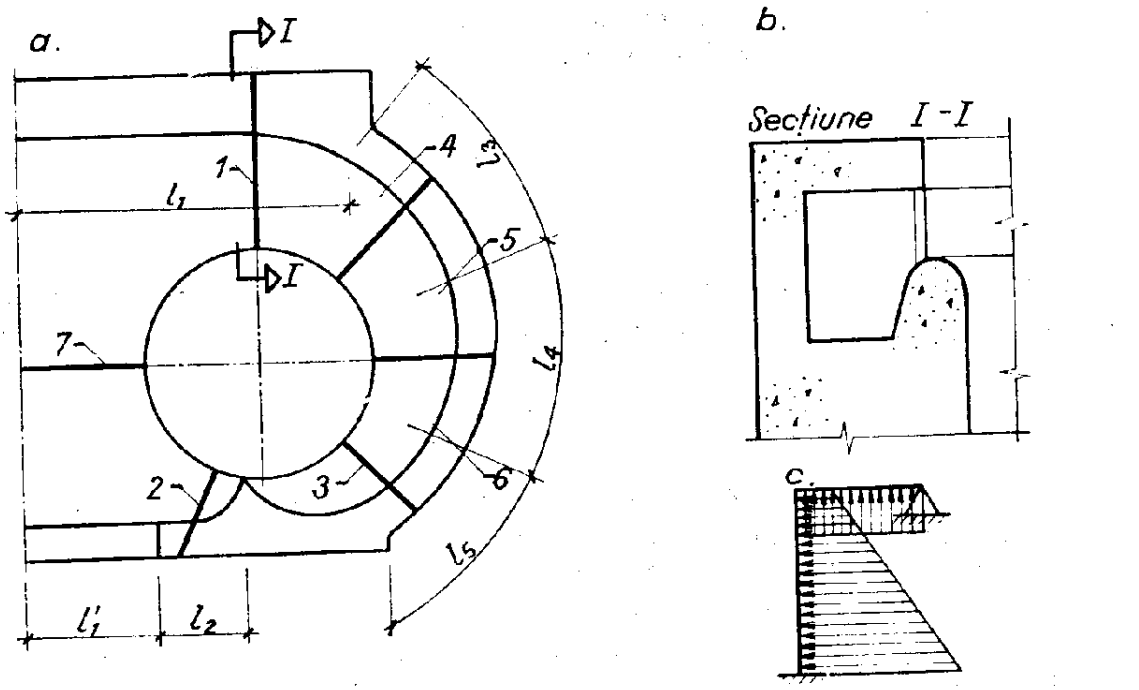


Fig. 17-72. Calculul camerei spirale după Goleman și Rudakov:
a — planul secțiunilor de calcul; *1, 2, 3* — cadre; *4, 5, 6* — plăci; *7* — grindă; *b* — secțiune prin cadru; *c* —schema statică a cadrului.

calcul, prin faptul că efectuează secționări fictive între zone, nu țin seama de conlucrarea lor și că în realitate mai apar eforturi de legătură între aceste zone.

La calculul peretelui aval se împarte sarcina totală în două sarcini componente: una din ele este repartizată unui sistem de grinzi verticale, în care a fost secționat fictiv peretele (fig. 17-73), cea de a doua inelului orizontal. Punînd con-

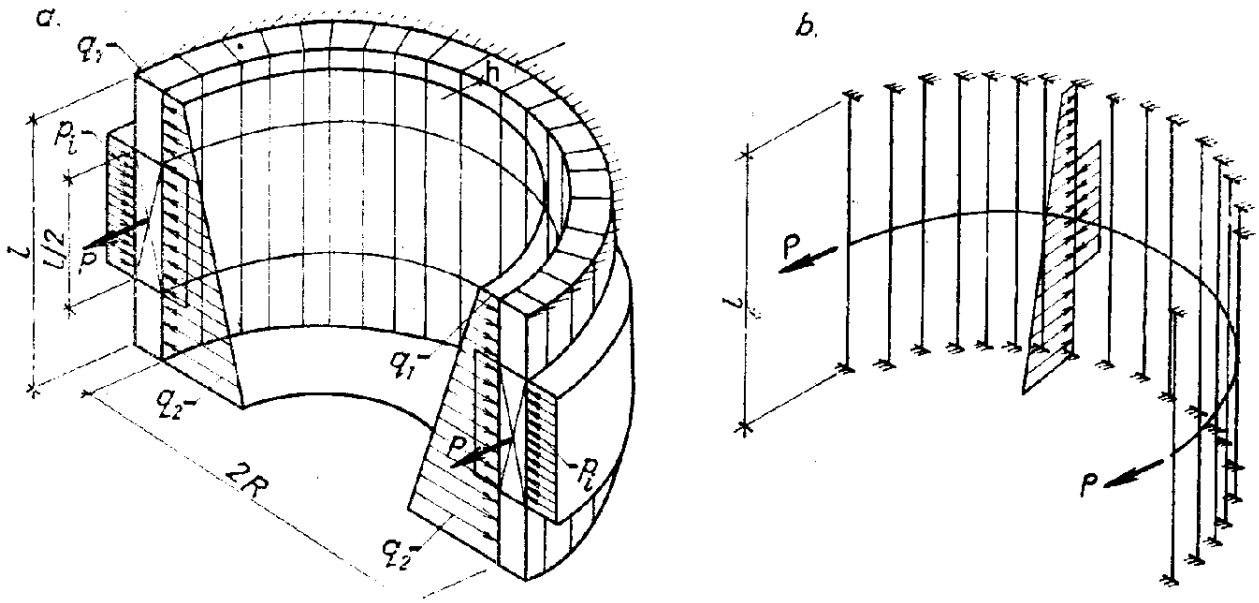


Fig. 17-73. Calculul peretului aval al camerei spirale:
a — repartiția sarcinilor; *b* — schemă statică.

diția ca săgețile celor două elemente să fie egale, se determină cota parte din sarcina totală care revine fiecărui element. Cu notațiile din figură [16]:

$$p_{inel} = 2\frac{Hl^4}{64R^2h^2 + l^4} \tag{29}$$

în care $H = \frac{1}{2}(q_1 + q_2)$ ·

Din diagrama trapezoidală de încărcare se scade sarcina preluată de inel p_i și cu diferența se încarcă grinzile verticale. Armătura inelară corespunde solicitării axiale:

$$P = p_{inel}\frac{1}{2}R = \frac{Hl^4R}{64R^2h^2 + l^4} \cdot \tag{30}$$

La calculul conului de reazem al statorului turbinei, spre a ține seama de comportarea statică reală, conul se împarte în arce orizontale, cu lungimea variind cu cota, și în console verticale. Sarcinile ce revin conului se distribuie între aceste arce și console, punînd condiția egalității săgeții lor în punctele comune. Cu solicitările obținute se calculează armarea necesară pe elementele orizontale și verticale.

Întrucît conul de reazem este supus unor eforturi predominante de compresiune, de multe ori armarea lui se face, pe baza experienței cîștigate pînă în prezent, cu o rețea de ochiuri de 30 cm pe ambele direcții. Diametrele barelor rețelei se iau în funcție de diametrul turbinei conform tabelului 17-4 [7]:

TABELUL 17-4

D turbină (m)	5.00 ... 6.00	7.20	9.30
Ø armătură (mm)	30	40	50

51. Calculul canalelor de admisie

În cazul centralelor de joasă cădere canalul sau conducta de admisie face corp comun cu infrastructura și reprezintă un element al ei. Calculul se face considerînd canalul ca formînd un sistem de cadre perpendiculare pe direcția curgerii [3]. În zona de după stavile și batardouri, solicitările se încadrează în două ipoteze de lucru:

— *cînd grupul este în funcțiune* și acționează de jos în sus reacțiunile terenului și subpresiunea, iar de sus în jos presiunea apei corespunzătoare nivelului din amonte; în rosturile din pile (atunci cînd construcția este împărțită în blocuri) acționează presiunea apei la un nivel corespunzător celui din aval; pentru blocurile extreme pe pereții laterali mai poate acționa împingerea pămîntului, presiunea apei subterane etc.

— *cînd grupul este în reparație* organul de închidere din amonte este închis și deci acționează solicitările de mai sus minus presiunea apei.

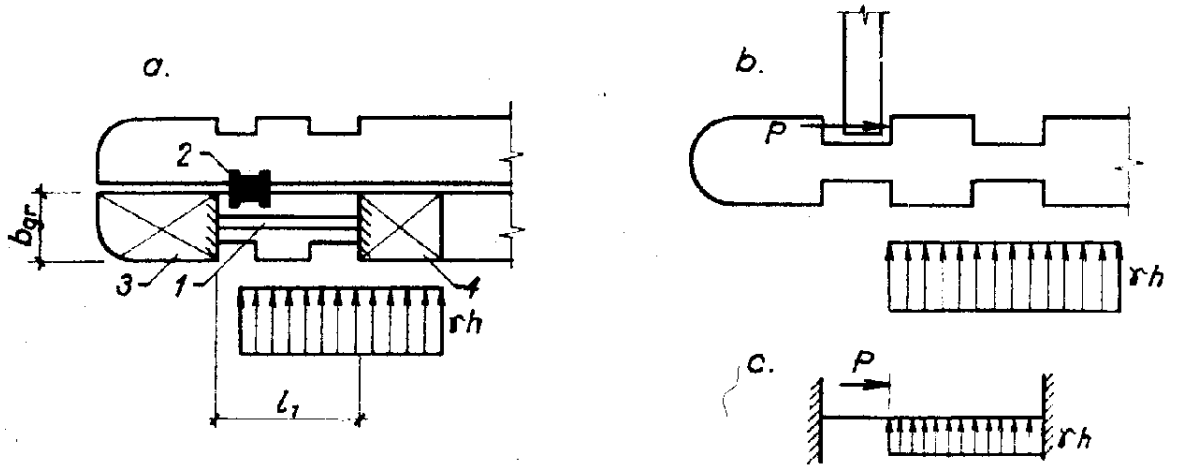


Fig. 17-74. Calculul pilei amonte:
a — zona nişelor; *1* — grindă; *2* — etanşare; *3* — stîlp amonte; *4* — stîlp aval; *b* — schemă de încărcare; *c* — schemă statică.

În zona nişelor pentru stavile şi batardouri se ţine seama de slăbirea secţiunii pilei şi se întocmeşte un calcul special [16] (fig. 17-74, *a*).

Zona slăbită de nişe se consideră ca o grindă *1* care transmite sarcinile pe direcţie orizontală zonelor alăturate *3* şi *4*, care lucrează ca stîlpi încastraţi în placa de fundaţie. Pilele se calculează la presiunea hidrostatică considerînd un singur agregat în funcţiune (fig. 17-74, *b*) şi ţinînd seama de momentul produs de sarcina primită în nişe de la batardou.

52. Calculul fundaţiilor generatorului

Fundaţiile generatoarelor grupurilor mari sînt supuse unor solicitări importante. Pentru grupuri cu ax vertical ele sînt: solicitări statice, date de greutatea proprie a fundaţiei generatorului, de încărcarea planşeului sălii maşinilor şi de greutatea statorului generatorului, şi solicitări dinamice, produse de greutatea rotorului generatorului, a turbinei şi a arborelui acesteia, de presiunea axială a apei şi de momentele de torsiune.

Greutatea proprie a fundaţiei generatorului şi acţiunile din încărcarea planşeului sălii maşinilor se determină pe baza dispoziţiei generale a centralei. Celelalte solicitări trebuie să fie indicate de furnizorul generatorului.

Pentru a ţine seama de efectele dinamice se introduc în calcul coeficienţii de impact: pentru greutatea părţilor rotative ale agregatelor $\varphi = 2$; pentru greutatea părţilor fixe ale agregatelor $\varphi = 1{,}5 \ldots 2{,}0$; pentru momentele de torsiune $\varphi = 2{,}0$ [3].

Momentele de torsiune sînt provocate de momentele de rotaţie ale generatoarelor. Ele se pot evalua preliminar în funcţie de puterea generatorului:

— *pentru funcţionarea normală:*

$$M_n = \frac{P}{n} \quad \text{(tm)} \tag{31}$$

unde:

P — puterea generatorului, în kW;
n — turaţia generatorului, în rot/min;

— *pentru situația de scurt circuit*, produsă de o defecțiune pe linie:

$$M_{sc} = \frac{5P}{n} = 5M_n \quad \text{(tm)} \tag{32}$$

— *pentru situația de frînare:*

$$M_f = \frac{GD^2}{374}\frac{n}{t} \quad \text{(tm)} \tag{33}$$

unde:

G — greutatea rotorului;
D — diametrul rotorului;
t — timpul de frînare, în min.

Dintre toate aceste valori cea mai mare și deci cea care dimensionează, este aceea a momentului de scurt circuit.

Solicitările dinamice provoacă oscilații în fundația generatorului prin acțiunea lor periodică. Pentru a evita fenomenul de rezonanță, frecvența oscilațiilor proprii ale fundației trebuie să se deosebească de frecvența oscilațiilor forțelor de excitare cu cel puțin 20 ... 30% [15]. Prima frecvență proprie a forțelor de excitare se ia chiar turația normală a generatorului, dat fiind necoincidența centrului de greutate al părților în rotație cu axa de rotație ($n_1 = n$). A doua frecvență proprie se determină în funcție de turație, de numărul de palete al aparatului director și de numărul de palete al rotorului, cu formula:

$$n_2 = \frac{np_1p_2}{a} \tag{34}$$

unde:

n — turația normală a agregatului, rot/min;
p_1 — numărul de palete al aparatului director;
p_2 — numărul de palete al rotorului turbinei;
a — cel mai mic multiplu comun al lui p_1 și p_2.

În mod aproximativ se poate determina frecvența oscilațiilor proprii a fundațiilor generatorului (oscilații/min) cu formulele [3]:

— pentru oscilații verticale $n_0 = \frac{30}{\sqrt{Gf_1}}$ (35)

— pentru oscilații de torsiune $n_0 = \frac{30}{I_p\varphi_1}$ (36)

unde:

G — greutatea încărcăturii în oscilație;
f_1 — săgeata de încovoiere a construcției datorită efortului unitar, în m;
I_p — momentul de inerție polar al zonei în oscilație, în tm^2;
φ_1 — unghiul de răsucire al construcției pentru momentul unitar.

În cele mai multe cazuri frecvența proprie a fundației este de cîteva ori mai mică decît frecvența oscilațiilor hidroagregatului, mai ales la mașinile lente.

Construcția de rezemare a generatoarelor se realizează sub formă de grinzi și cadre, sau sub formă de inele cilindrice sau conice. Cea mai avantajoasă este dispoziția cu un perete cilindric, care preia cu ușurință momentele de torsiune.

§ 12. CALCULUL STATIC AL SUPRASTRUCTURII

53. Calculul planșeului sălii mașinilor

Planșeul se calculează la sarcinile datorite așezării și manevrării echipamentului în perioada de montaj. În vederea determinării cît mai exacte a acestor sarcini este necesar să se alcătuiască scheme de montaj ale echipamentului principal. Schemele cuprind modul de acces al utilajului, distribuția pieselor la montaj pe platformă și pe planșeul generatoarelor, sistemul de rezemare prevăzut și sarcinile transmise. Pentru realizarea schemelor, furnizorul echipamentului trebuie să transmită dimensiunile și greutatea diferitelor piese.

Întrucît la manipularea pieselor echipamentului apar inerent șocuri, sarcinile statice se multiplică cu coeficienți de impact $\varphi = 1{,}20 \ldots 1{,}40$ [3].

Cînd schema de montaj nu poate fi alcătuită din lipsă de date, pentru calculele preliminare se determină o sarcină uniform distribuită pentru dimensionarea planșeului cu formula:

$$q = (0{,}07 \ldots 0{,}10)\, G \quad (\text{t/m}^2) \tag{37}$$

unde G este greutatea rotorului generatorului împreună cu arborele, în t. Coeficientul cel mai mic corespunde agregatelor lente cu putere mare.

Sarcina distribuită q poate fi luată și prin asimilare cu alte centrale executate, avînd caracteristici asemănătoare. Sarcinile de calcul a cîtorva centrale executate au fost: *V. I. Lenin — Bicaz* 6 t/m^2, *Argeș* 6 t/m^2, *Dnieprostroi* (U.R.S.S.) 12 t/m^2, *Volhov* (U.R.S.S.), 4,5 t/m^2, *Conowingo* (S.U.A.) 9 t/m^2.

Capacele care acoperă diferitele goluri din planșeul sălii mașinilor se calculează, pentru situațiile curente, la o sarcină distribuită $q = 500$ kg/cm^2.

54. Calculul cadrelor din sala mașinilor

Încărcările de calcul pentru cadrele principale ale clădirii centralei sînt:

— sarcinile transmise de podul rulant;

— sarcinile transmise de riglele superioare care susțin acoperișul;

— sarcinile de montaj.

Sarcinile transmise de podul rulant se determină pentru poziția cea mai defavorabilă a podului pe direcția longitudinală și pentru sarcina maximă la cîrlig, în poziția cea mai defavorabilă a pisicii pe direcția transversală. Se ia de asemenea în considerare forța de frînare longitudinală, care variază între 2 și 10% din sarcinile transportate de podul rulant.

Sarcinile de montaj pot fi preponderente uneori, astfel încît la unele centrale se dimensionează în mod special două cadre la care urmează să se transmită sarcinile în timpul asamblării podului rulant.

§ 13. CENTRALE EXECUTATE ÎN ROMÂNIA

55. Centrale de derivație aeriene

— *Centrala uzinei V. I. Lenin-Bicaz* este de tip aerian, fiind situată pe terasa superioară a rîului Bistrița. La interior (fig. 17-75) sînt instalate 6 grupuri cu o putere totală de 210 MW. Grupurile sînt *Francis*-uri cu ax vertical cu următoarele caracteristici:

4 turbine cu $Q_t = 23$ m^3/s, $H_{max} = 194$ m și $P = 27{,}5$ MW,
2 turbine cu $Q_t = 42$ m^3/s, $H_{max} = 149$ m și $P = 50$ MW.

La ieșirea din aspiratoare apa debușează într-un bazin de liniștire care se continuă cu canalul de fugă, de 1,18 km lungime, pînă la rîul Bistrița.

Funcțional, construcția cuprinde următoarele corpuri distincte:

— sala mașinilor pe o suprafață construită de 130×28 m^2, cu o înălțime de 38,5 m, din care 25,50 m infrastructură; ea cuprinde turboagregatele și tot aparatajul electromecanic, precum și stația electrică de 10 kV;

— corpul atelierelor și al turnului de decuvare, necesare întreținerii și reparațiilor centralei; el se găsește pe partea dinspre versant a centralei, avînd o suprafață de 630 m^2 cu trei niveluri și înălțime totală de 22,0 m;

— corpul blocului de comandă și administrativ, în care se cuprinde și stația electrică de 35 kV;

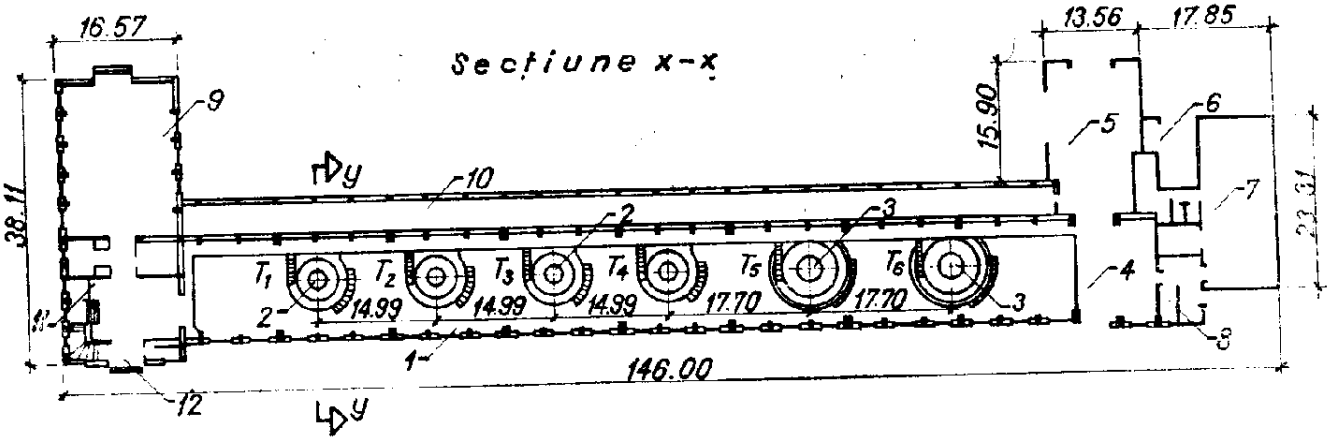
— pe aceeași platformă cu clădirea centralei este situată stația electrică aeriană de 110 și 220 kV.

Construcția este realizată din beton armat. Infrastructura sălii mașinilor și parțial a blocurilor de comandă și atelierelor este masivă și fundată pe rocă. Rosturi de dilatație o fragmentează în cîte un bloc pentru fiecare turbină. Suprastructura este formată din cadre de beton armat și zidărie de cărămidă. Fațadele principale ale clădirii sînt placate cu piatră naturală.

Turnul de decuvare este echipat cu o macara fixă de 125 t și un pod rulant de 3 t. În centrală sînt două poduri rulante de 125 t fiecare, ridicînd cuplate 250 t. În total echipamentul mecanic al centralei reprezintă 1 340 t, iar echipamentul electric 3 200 t, inclusiv stațiile trafo.

— *Centrala uzinei Sadu V* este amplasată pe o platformă care s-a obținut prin devierea rîului Sadu printr-un tunel de 135 m lungime. Clădirea centralei are lungimea de 31,50 m, lățimea de 12,50 m și înălțimea suprastructurii de 13,30 m (fig. 17-76). Suprastructura este construită din cadre de beton armat și zidărie de cărămidă. În centrală sînt dispuse două grupuri de 7,7 MW, formate din cîte o turbină *Pelton* și un generator trifazic cu ax orizontal. Ulterior centrala s-a extins prin adăugarea unei turbine *Francis* cu ax vertical, ajungînd în prezent la 25 MW putere totală. Montarea și demontarea echipamentului se fac cu un pod rulant de 40/10 t. Apa uzinată se evacuează printr-un canal de fugă cu secțiunea dreptunghiulară de $1{,}60 \times 1{,}80$ m și lungimea de 165 m.

Lîngă sala mașinilor este amplasat blocul de comandă care cuprinde: camera de comandă, podul cablurilor, stația trafo de 6 kV, laboratoarele, atelierele și celelalte servicii. Dimensiunile în plan ale blocului sînt $14{,}0 \times 13{,}8$ m, iar înălțimea celor patru niveluri este de 16,0 m.



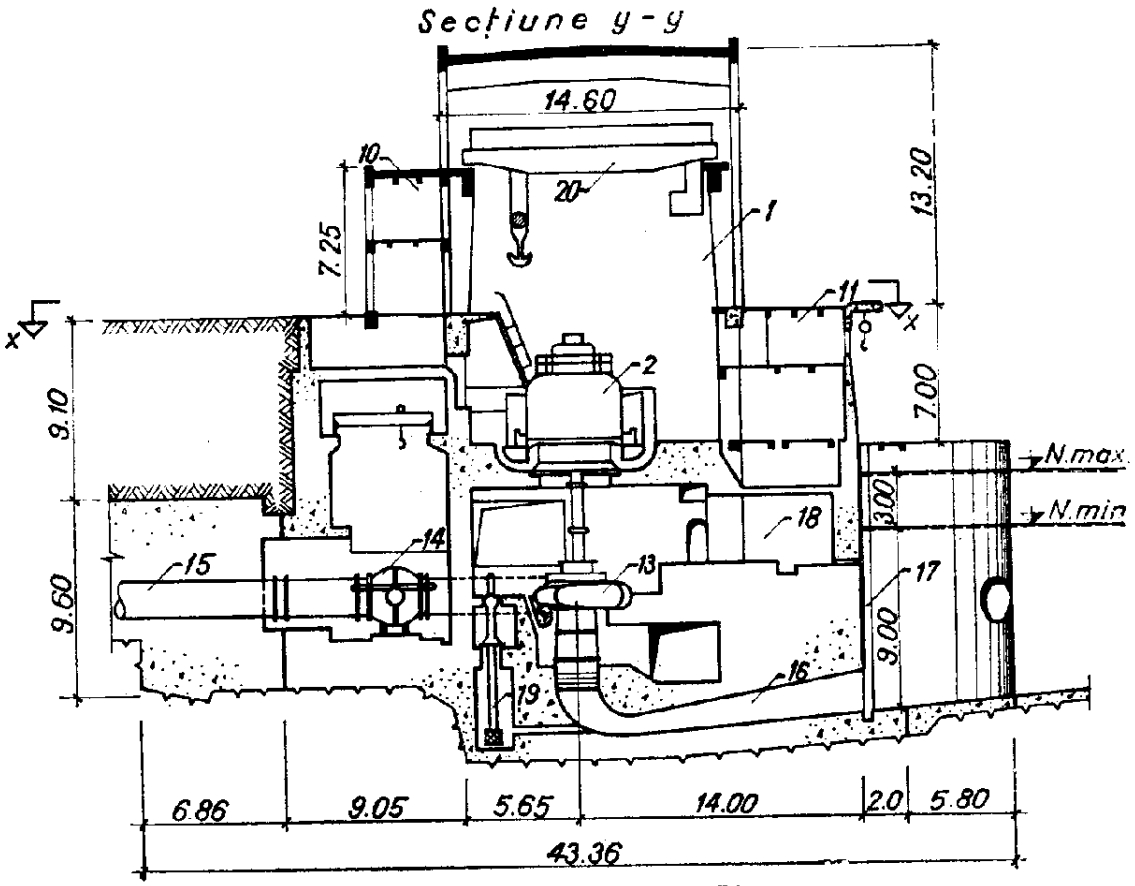


Fig. 17-75. Centrala uzinei Bicaz:

1 — sala mașinilor; *2* — agregat 27,5 MW; *3* — agregat 50 MW; *4* — platformă de montaj; *5* — turn de decuvare; *6* — atelier de lăcătușărie; *7* — atelier mecanic; *8* — depozit; *9* — stație trafo 35 kV; *10* — stație trafo 10 kV; *11* — birouri; *12* — intrare principală; *13* — turbină; *14* — vană de admisie; *15* — conductă forțată; *16* — aspirator; *17* — nișă batardou; *18* — gospodărie de ulei; *19* — puț de epuisment; *20* — pod rulant.

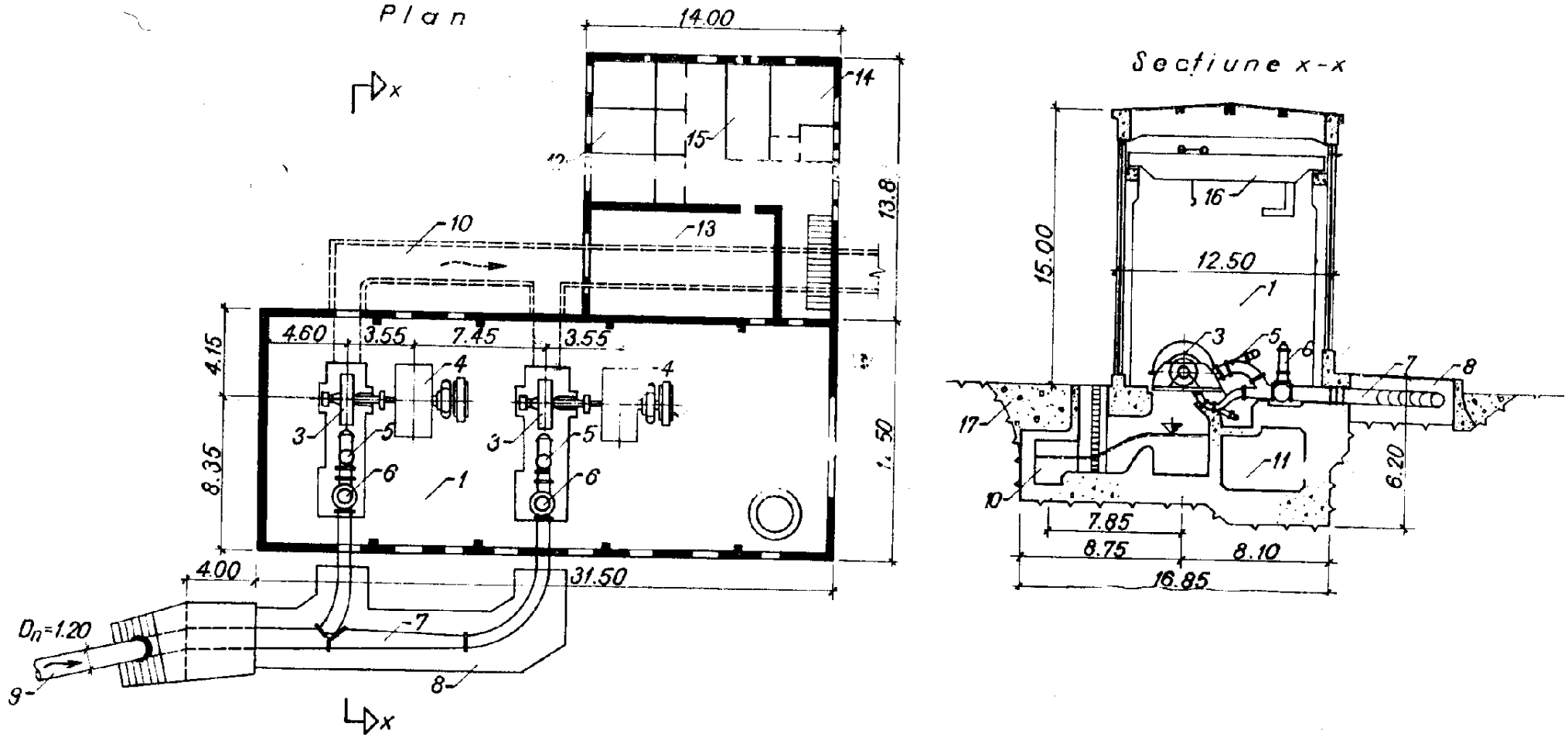


Fig. 17-76. Centrala uzinei Sadu V:

1 — sala mașinilor; *2* — platformă de montaj; *3* — turbină; *4* — generator; *5* — injector; *6* — vană de admisie; *7* — distribuitor; *8* — canalul distribuitorului; *9* — conductă forțată; *10* — canal de fugă; *11* — gospodării anexe; *12* — stație trafo; *13* — atelier mecanic; *14* — birouri; *15* — magazie; *16* — pod rulant; *17* — umplutură.

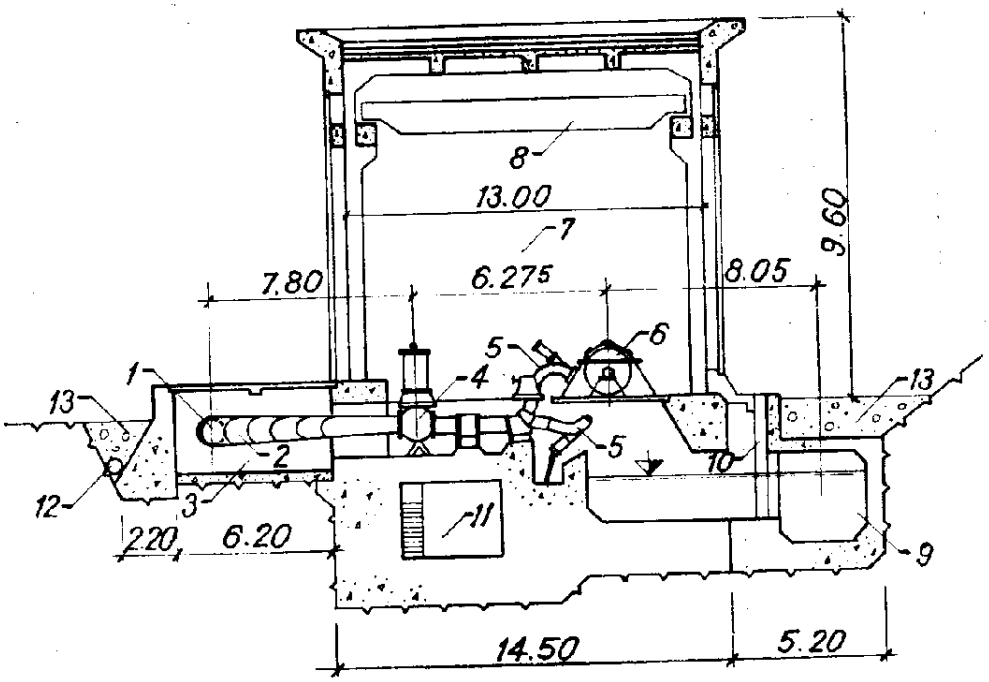


Fig. 17-77. Centrala uzinei Moroeni:
1 — conductă forțată; *2* — distribuitor; *3* — canalul distribuitorului; *4* — vană de admisie; *5* — injector; *6* — turbină; *7* — sala mașinilor; *8* — pod rulant; *9* — galerie de fugă; *10* — nișă batardou; *11* — galerie de ventilație; *12* — tubație de drenaj; *13* — umplutură.

— *Centrala uzinei Moroeni* este amplasată pe malul stîng al rîului Ialomița, pe o platformă realizată în excavație. Ea cuprinde sala mașinilor, camera de comandă, serviciile interne și auxiliare, stația de 6 kV etc. Sala mașinilor cu dimensiunile de 35,5 m lungime, 13,4 m lățime și 9,0 m înălțime utilă permite așezarea celor două grupuri, spațiul de montaj și cel pentru decuvarea transformatoarelor. Pentru transport s-a prevăzut un pod rulant de 50 t și 11,50 m deschidere. După cum apare în figura 17-77, echipamentul centralei cuprinde două turbine *Pelton* cu ax orizontal, cu puterea nominală de 8,5 MW la un debit instalat de 4,40 m^3/s și o cădere de 206,0 m. Ele sînt cuplate direct cu generatoare trifazice cu ax orizontal.

Corpul anexă (14,50 × 19,70 m), alăturat sălii mașinilor, este o construcție cu două etaje cuprinzînd camera de comandă, podul cablurilor, bateria de acumulatoare, serviciile auxiliare și un atelier mecanic.

Infrastructura sălii mașinilor este de tip monolit de beton armat, iar suprastructura este formată din cadre de beton armat, cu umplutură de cărămidă și moloane de piatră la exterior. După turbinare, apele sînt restituite rîului prin canalul de fugă de 113 m lungime, al cărui traseu este așezat între clădirea centralei și stația trafo de 110 kV.

56. Centrale subterane

— *Centrala uzinei Gh. Gheorghiu-Dej—Argeș* este prima centrală subterană executată în țara noastră. Ea este amplasată pe firul principal al rîului Argeș la circa 115,0 m sub cota terenului și realizează o cădere brută de 324,0 m.

Construcțiile aeriene aferente centralei sînt compuse din blocul de comandă și turnul de decuvare (fig. 17-78). Prima este o construcție civilă cu două etaje

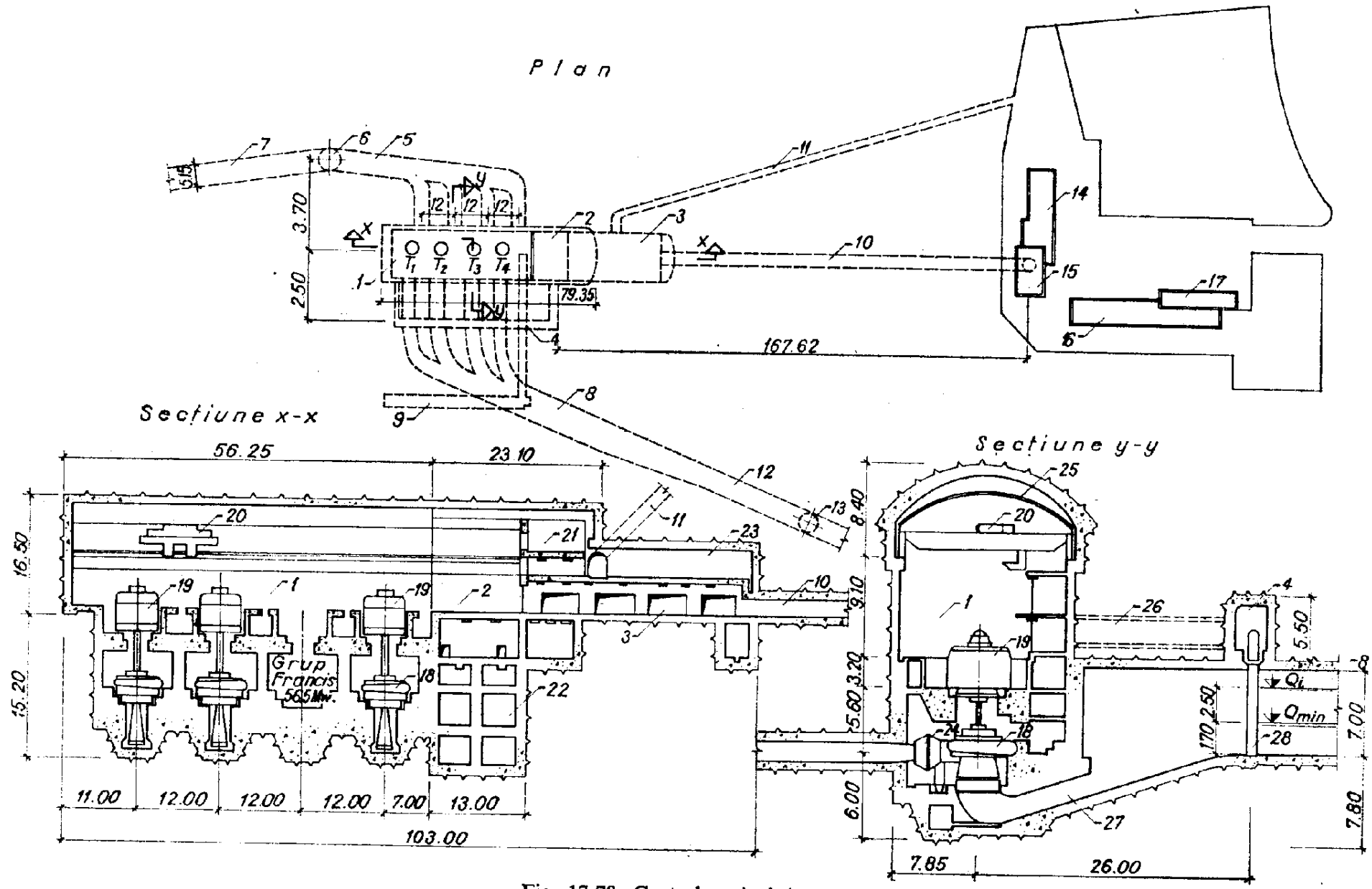


Fig. 17-78. Centrala uzinei Argeș:

1 — sala mașinilor; *2* — platformă de montaj; *3* — caverna transformatoarelor; *4* — galeria mecanismelor batardourilor; *5* — galerie forțată; *6* — puț forțat; *7* — aducțiune; *8* — cameră de expansiune; *9* — rezervor de apă pentru răcire; *10* — galerie de echipament greu; *11* — galeria cablurilor; *12* — galerie de fugă; *13* — puț de atac; *14* — pavilion administrativ; *15* — turn de decuvare; *16* — ateliere anexe; *17* — atelier mecanic; *18* — turbină; *19* — generator; *20* — pod rulant; *21* — cameră de comandă; *22* — gospodării anexe; *23* — pod pentru cabluri; *24* — vană de admisie; *25* — boltă metalică; *26* — galerie de acces; *27* — aspirator; *28* — batardou aval.

și cuprinde birouri și servicii. Turnul de decuvare este plasat deasupra puțului de acces în centrală și este dotat cu un pod rulant de 100/32 t care servește manevrării pieselor mari ale agregatelor.

Accesele la caverna centralei sînt în număr de două. Accesul principal se face prin puțul de echipament greu și, în continuare, prin galeria de acces, servind echipamentului, personalului și conductelor instalațiilor auxiliare. Puțul are o secțiune circulară cu diametrul de 7,20 m pe 150 m adîncime și este căptușit cu o căptușeală de beton simplu de circa 60 cm grosime. Galeria de acces are o secțiune de 55,0 m^2 și o lungime de 130 m, permițînd circulația pe platforme tip C.F. Accesul secundar este format de galeria cablurilor cu traseu înclinat la 30° cu orizontala, pe o lungime de 180 m și cu o secțiune transversală de circa 8,0 m^2. Prin galeria cablurilor se face legătura cu stația de transformare de 220 kV de la suprafață cît și ventilația naturală și forțată a întregului complex subteran.

Centrala subterană propriu-zisă este de tip cavernă unică înglobînd transformatoarele, aspiratoarele și vanele. Sala mașinilor ocupă caverna mare, cu o lungime de 54,0 m și o lățime de 16,7 m. Înălțimea cavernei este de 32,5 m. Sînt instalate patru grupuri *Francis* de 56,6 MW și generatoare trifazice de 61 000 kVA. Sala mașinilor este acoperită cu o boltă de beton armat, dublată de o boltă metalică cu rol de protecție. Bolta se continuă pe pereții sălii mașinilor cu o căptușeală de beton armat de 15 cm grosime. Caverna transformatoarelor se desfășoară în prelungirea sălii mașinilor și cuprinde cele 6 transformatoare trifazice.

În ceea ce privește execuția, este de remarcat că la excavarea la boltă și pereți, pentru echilibrarea masivului s-au prevăzut ancoraje, iar căptușeala aplicată ulterior este numai constructivă. Grinzile de rulare ale podului rulant fac parte din structura bolții, fiind prelungiri ale nașterilor acesteia. Acest sistem a permis montarea podului rulant imediat după betonarea bolții și folosirea lui în perioada de execuție și montaj, independent de betonarea infra și suprastructurii.

— *Centrala uzinei Lotru* este amplasată pe firul rîului Latorița, afluent al Lotrului, la circa 6 km de confluența cu acesta. Căderea uzinei este de 800 m iar adîncimea centralei propriu-zise față de teren este de 83,0 m.

Accesul principal în centrală se face printr-un tunel cu gabarit auto (fig. 17-79) cu o lungime de 1 080 m, pantă 10% și o secțiune netă de 32,40 m^2. Secțiunea lui transversală este în formă de potcoavă, cu o lățime la bază de 6,20 m. Executat înainte de începerea lucrărilor la caverna centralei, a condus la un ritm sporit de execuție. Accesul secundar este reprezentat de un puț orb de 140 m și secțiune de 12,0 m^2, care se continuă cu o galerie orizontală de 320,0 m lungime și 13,0 m^2 secțiune. Un al treilea acces, dar numai cu funcții tehnologice, este reprezentat de galeria cablurilor care are un tronson orizontal de 470 m și apoi un tronson înclinat la 30°, care debușează la stația de transformare de 220 kV de la suprafață.

Caverna principală cuprinde sala mașinilor care are 106 m lungime, 17,0 m lățime și 36,0 m înălțime. Ea este echipată cu trei grupuri *Pelton* cu ax vertical de 167,50 MW fiecare și generatoare trifazice de 185 000 kVA.

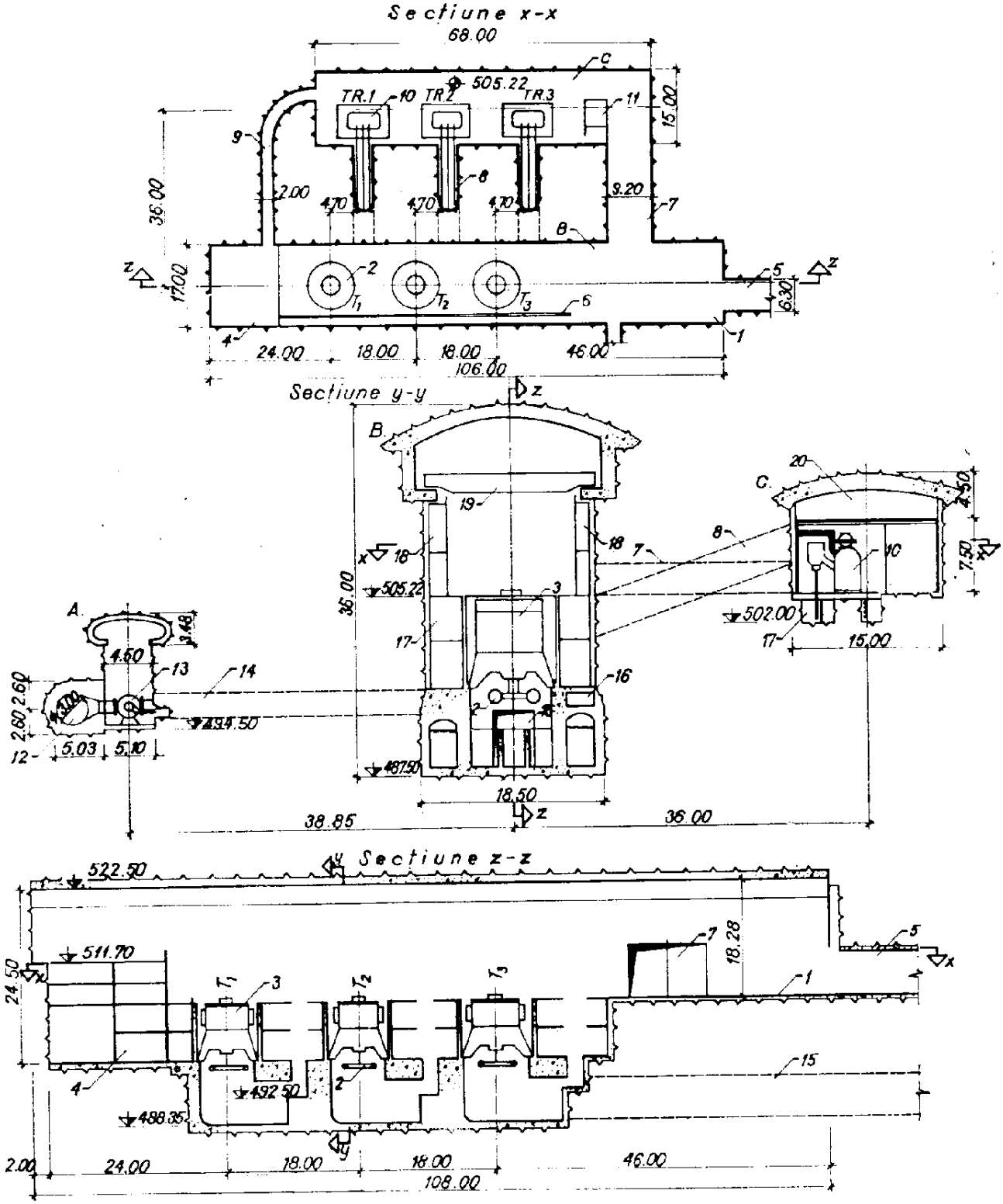


Fig. 17-79. Centrala uzinei Lotru:

A — casă de vane; *B* — centrala propriu-zisă; *C* — caverna transformatoarelor; *1* — platformă de montaj; *2* — turbină; *3* — generator; *4* — gospodării anexe; *5* — tunel de acces principal; *6* — panou de comandă; *7* — galerie de acces la sala trafo; *8* — galeria cablurilor; *9* — galeria pentru cablurile de comandă; *10* — transformator; *11* — gospodărie de ulei; *12* — conductă forțată; *13* — vană de admisie; *14* — galerie purtătoare a conductei forțate: *15* — galerie de fugă; *16* — spațiu pentru ventilație; *17* — tunel de cabluri; *18* — ventilație; *19* — pod rulant; *20* — spațiu de ventilație.

Caverna transformatoarelor este amplasată paralel cu cea principală, la circa 20,0 m de ea şi adăposteşte cele trei transformatoare de 190 MVA. Casa vanelor este amplasată în amonte de sala maşinilor, într-o cavernă separată de dimensiuni reduse. Vanele sferice închid distribuitorii care s-au betonat la secţiunea plină a excavaţiei.

57. Centrale baraj

— *Centrala uzinei Porţile de Fier* face parte din sistemul hidroenergetic şi de navigaţie cu acelaşi nume, construit pe Dunăre în sectorul de cataracte din amonte.

Ansamblul hidrotehnic cuprinde barajul deversant, amplasat în zona centrală a Dunării pe un front de 441 m, centralele hidroelectrice, una la malul sîrbesc, cealaltă la malul românesc şi ecluzele cu porturile de aşteptare aferente, cîte una la fiecare mal.

Centralele hidroelectrice sînt de tip fluvial, amplasate în frontul de retenţie al Dunării, între barajul deversor şi ecluze. Puterea instalată şi dimensiunile constructive ale celor două centrale sînt identice.

Centrala românească (fig. 17-80) este echipată cu şase grupuri turbină-generator, cu puterea nominală de 178 MW fiecare, avînd o putere totală de 1 025MW. Turbinele, de tip *Kaplan*, se situează prin puterea nominală, prin greutate (1 400 t) şi prin diametrul rotorului (9,5 m) printre cele mai mari din lume, reprezentînd la data montării lor recordul mondial de putere pentru acest tip. Debitul instalat este de 4 320 m^3/s, revenind la 720 m^3/s pentru fiecare turbină.

Lungimea frontului centralei (incluzînd blocul de montaj) este de 210 m, iar înălţimea maximă de la cota de fundaţie este de 78,0 m. Lăţimea, în care sînt cuprinse şi aspiratoarele, atinge 84,20 m. Volumul total de beton turnat a depăşit 500 000 m^3. Construcţia este fragmentată prin rosturi de dilataţie în patru blocuri; trei dintre ele conţin grupurile, cîte două pe bloc, şi al patrulea cuprinde blocul de montaj. Distanţa dintre axele grupurilor variază din această cauză, fiind alternativ 29 şi 31 m.

În aval de centrala propriu-zisă s-a construit bazinul de liniştire şi disipatorul de energie pentru golirea de fund, separate între ele de o pilă de dirijare. Pentru a spori căderea la centrală, bieful din aval de baraj a fost adîncit pe o distanţă de 4 350 m.

În zona amonte a pilelor centralei, ca şi la barajul deversor, s-a construit un pod de beton armat care asigură legătura dintre cele două maluri.

— *Centrala uzinei Pîngăraţi* prezentată în figura 17-81, este tipică pentru amenajările în cascadă realizate pe sistemele Bistriţa aval şi Argeş aval. Centrala este de tip baraj, preluînd direct împingerea apei din amonte. Este echipată

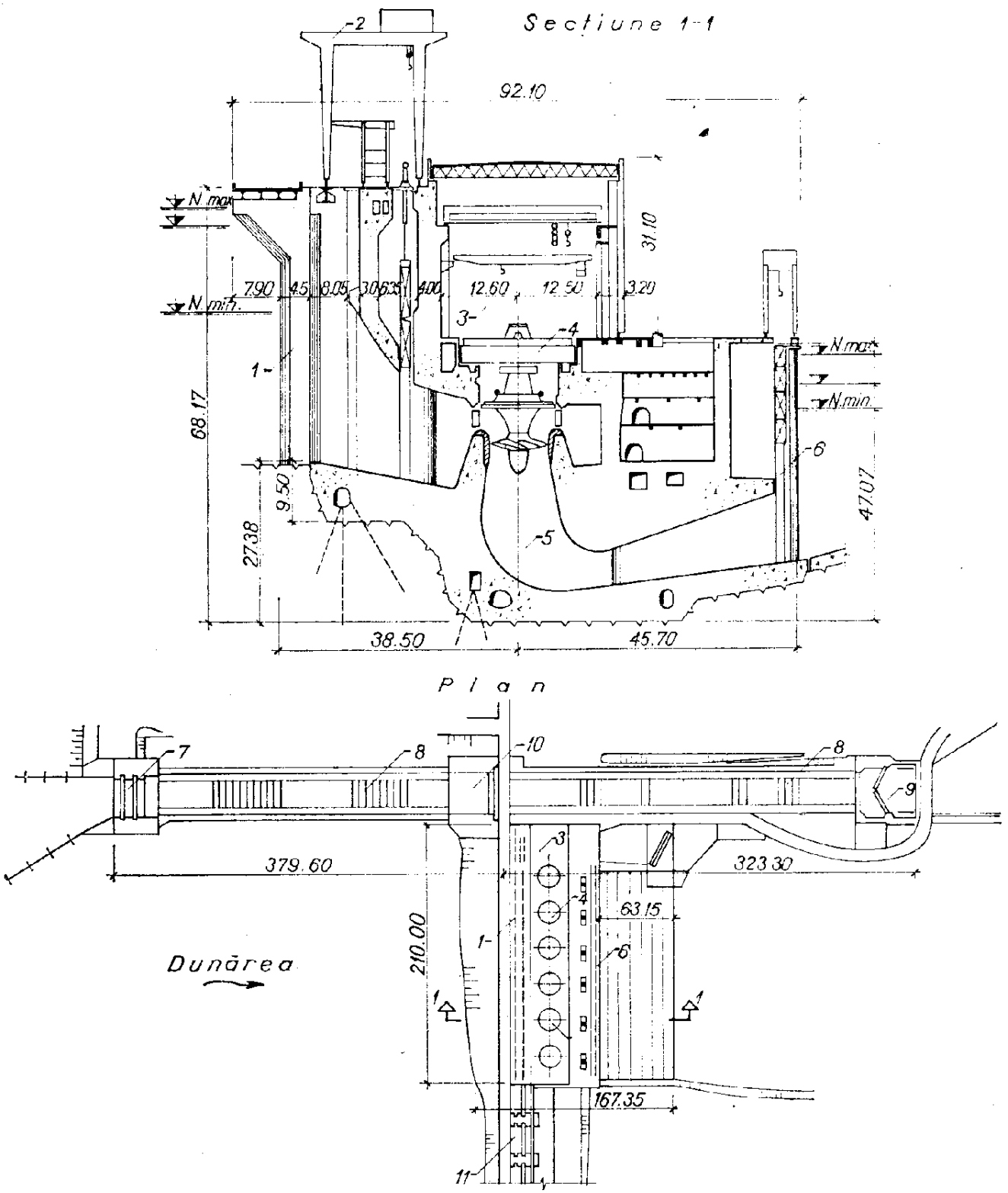


Fig. 17-80. Centrala uzinei Porțile de Fier:

1 — priză; *2* — portal de manevră; *3* — sala mașinilor; *4* — generator; *5* — aspirator; *6* — nișă batardou aval; *7* — cap amonte; *8* — alimentarea ecluzei; *9* — cap aval; *10* — cap intermediar; *11* — baraj deversor.

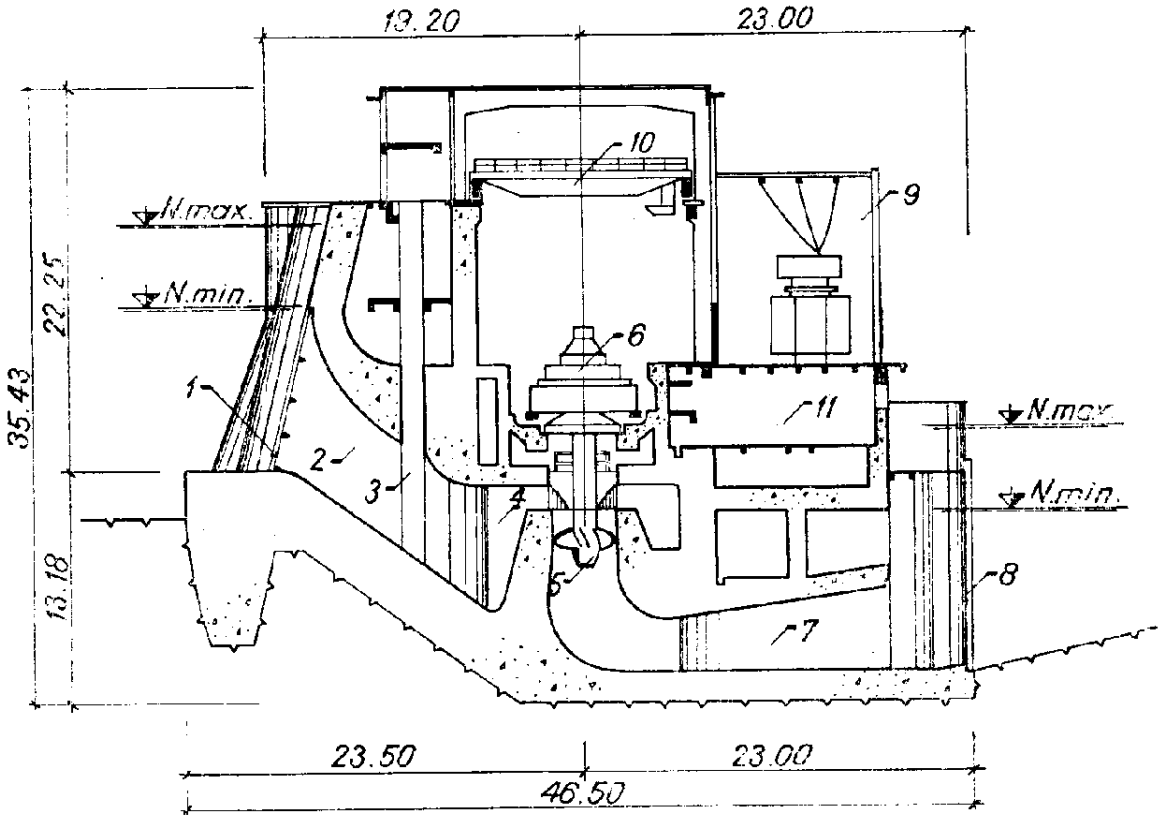


Fig. 17-81. Centrala uzinei Pîngăraţi:
1 — grătar; *2* — canal forţat; *3* — nişă batardou amonte; *4* — cameră spirală; *5* — turbină; *6* — generator; *7* — aspirator; *8* — nişă batardou aval; *9* — staţie trafo; *10* — pod rulant; *11* — spaţii pentru gospodării anexe.

cu două turbine *Kaplan*, cu puterea nominală de 11,5 MW fiecare. Căderea netă este de 15 m, iar debitul instalat de 80 m³/s.

Construcţia realizată este foarte compactă, cuprinzînd conducta forţată de beton armat, centrala propriu-zisă, spaţiile anexe şi staţia trafo. Excavaţiile pentru fundare au realizat în acelaşi timp o coborîre a biefului aval, mărind căderea la centrală.

BIBLIOGRAFIE

1. Mosonyi, E. *Water power development.* Budapesta, 1963.
2. Gubin, F. F. *Uzine hidroelectrice* (traducere din limba rusă). Bucureşti, 1954.
3. Prişcu, R., Guja, V. *Centrale hidroelectrice. Manualul inginerului hidrotehnician, Secţiunea XVIII.* Bucureşti, 1970.
4. Marcello, C. *Underground power station.* ASCE, Power division, february, 1958.
5. Morozov, A. A. *Utilizarea energiei apelor* (traducere din limba rusă). Bucureşti, 1952.
6. Brown, G. *Hydroelectric engineering practice.* Londra, 1964.
7. Mainardis, M. *Centrali elettriche.* Milano, 1952.
8. Ippolito, G. *Turbine idrauliche.* Napoli, 1950.
9. Ludin, A. *Wasserkraftanlagen*, Erste Hälfte. Berlin, 1934.

10. Creager, W., Justin, J. *Hydroelectric Handbook.* New York, 1955.
11. Gallioli, *L. Underground power stations.* Water Power, november, 1950.
12. Strawger, E. *Hydroelectric power design and operation of power house and equipment.* World power conference, Londra, 1950.
13. Norges, Wasserdrags, O. G. *Electricitetsvesen utbygd rannkraft i Norge.* Oslo, 1946.
14. Witte, H. *Handbuch der Energiewirtshaft.* Berlin, 1960.
15. Leliavski, S. *Vibrations in Hydroelectric instalations.* Water Power, 1957.
16. Lihaciov, V. și alții. *Metode de calcul al stabilității și rezistenței construcțiilor hidrotehnice* (traducere din limba rusă). București, 1963.
17. Davis, C., Sorensen, K. *Handbook of applied hydraulics.* New York, 1969.

CAPITOLUL 18

TEHNOLOGIA BETOANELOR MASIVE

§ 1. MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

1. Evoluția materialelor de construcție

Primele baraje construite din materiale rigide s-au executat din zidărie de piatră cu mortar, apoi din beton ciclopian și de cîteva decenii în urmă, din beton.

Zidăria de piatră cu mortar a fost aplicată pe scară largă la construcția barajelor pînă în jurul anului 1900. Ea prezenta avantajul unei rezistențe și durabilități ridicate, folosind în general materiale locale. Ca dezavantaje se pot menționa durata mare de execuție, necesitatea de muncitori special calificați și producerea unor pierderi de apă prin infiltrații, de-a lungul rosturilor. Actualmente, zidăria de piatră se folosește în cazuri foarte rare.

Betonul ciclopian se realizează prin înglobarea de blocuri mari de piatră într-o masă de beton, în proporție de 25 ... 30% din volumul total. Scopul urmărit este acela de a reduce consumul de ciment, de a atenua prin aceasta fenomenele de contracție și de a mări impermeabilitatea materialului. Din cauza necesității de a se pune în operă două materiale diferite, a ritmurilor reduse de construcție și a imposibilității unei vibrări eficiente, betonul ciclopian nu s-a aplicat la prea multe lucrări. Utilizarea lui în condițiile actuale se face în cazuri speciale.

Betonul este materialul care se aplică în mod curent la construcția barajelor. El este un material rezistent, cu calități de impermeabilitate și durabilitate ridicate. Datorită faptului că fabricarea și punerea în operă a betonului se pot mecaniza pe scară largă, obținîndu-se ritmuri zilnice de turnare pînă la 5 000 ... 10 000 ... 15 000 m^3, termenele de execuție sînt mai strînse, iar costul lucrărilor rezultă destul de redus. La acestea se mai adaugă avantajul posibilității de a se realiza cu ușurință orice forme constructive.

Printre dezavantaje se pot aminti pericolul de fisurare provocat de variațiile de temperatură ale mediului exterior sau de fenomenele de contracție și posibilitatea de degradare sub acțiunea apelor de infiltrație sau a intemperiilor. Actualmente există însă numeroase procedee de a reduce în mare măsură efectele acestor fenomene sau acțiuni defavorabile.

2. Calități necesare pentru betoane

Calitățile necesare betoanelor folosite în construcțiile hidrotehnice sînt funcție de tipul construcției (baraje de greutate, arcuite, cu contraforți, stăvilare, canale, galerii, conducte etc.), de zona din construcție unde se prevede betonul respectiv (paramente, interior, fundație, coronament, descărcători, căptușeli etc.), de natura solicitărilor (hidrostatice, infiltrații, termice, îngheț-dezgheț etc.), de mărimea acestor solicitări etc.

Pentru a răspunde diverselor condiții ce apar în exploatare, este necesar ca betoanele să prezinte următoarele calități:

— *rezistență mecanică* corespunzătoare eforturilor la care este supus betonul în zona respectivă a construcției;

— *durabilitate*, adică rezistență la acțiunea îngheț-dezghețului, impermeabilitate, rezistență la acțiunea apelor de infiltrație, a apelor agresive, rezistență la acțiunea de uzură (cavitație, eroziune);

— *caracter de monolit*, care să asigure lipsa de fisuri sau goluri în corpul construcției;

— *constanța în timp* a proprietăților fizico-mecanice.

Aceste calități se pot asigura prin utilizarea de cimenturi de bună calitate, a unor agregate corespunzătoare și printr-o tehnologie de fabricare și punere în operă adecvată.

3. Cimenturi

Calitățile betonului depind în mare măsură de tipul de ciment folosit. Prin alegerea corespunzătoare a compoziției chimico-mineralogice a cimentului se pot satisface, după caz, condițiile ce se impun cimenturilor hidrotehnice:

— termicitate moderată sau joasă, pentru prevenirea fenomenelor de contracție și fisurare (se realizează prin limitarea conținutului de aluminat tricalcic la maximum 5 ... 8% și o finețe de măcinare mai redusă);

— rezistență la ape agresive (conținut limitat de aluminat tricalcic și feroaluminat tetracalcic în cazul apelor sulfatice etc.);

— rezistență la îngheț-dezgheț și grad de impermeabilitate ridicat; aceste proprietăți depind atît de compoziția chimico-mineralogică a clincherului cît mai ales de tipul și cantitatea de adaos introdus la măcinare (se preferă cimenturi fără adaos sau cu adaos cît mai scăzut); independent însă de tipul de ciment utilizat, rezistența la îngheț-dezgheț și impermeabilitatea se pot realiza printr-o compactare corespunzătoare a betonului, dozaj de ciment ridicat și folosirea aditivilor.

Cimentul curent utilizat în construcțiile hidrotehnice este cimentul Portland cu sau fără adaosuri minerale active (zgură granulată bazică de furnal sau cenușă zburătoare bazică — ambele cu întărire proprie, respectiv cenuși vulcanice, trasuri, diatomit, cenuși zburătoare acide etc. — adaosuri care prin aptitudinea lor de a se combina cu hidroxidul de calciu, provenit din hidratarea cimentului, formează compuși cu proprietăți hidraulice). Deși unele din aceste adaosuri măresc lucrabilitatea betonului și-i micșorează termicitatea, ele îi reduc la vîrstă tînără rezistențele mecanice, rezistența la uzură și rezistența la îngheț-dezgheț [1], [2], [3].

În tabelul 18-1 se prezintă caracteristicile cimenturilor românești folosite la execuția barajelor *Izvorul Muntelui*—Bicaz și *Vidraru*—Argeș.

TABELUL 18-1

Caracteristica	Condiţii caiet de sarcini		Realizat	
	Ciment *A*	Ciment *B*	Ciment *A*	Ciment *B*
a. Compoziţia mineralogică, în %				
C_3S	min 37	max 35	46,87	29,80
C_2S	max 35	min 45	30,26	48,00
C_3A	max 5	max 5	2,10	2,00
C_4AF	min 14	min 14	16,50	17,40
b. Finețe de măcinare, în %	max 10	max 9	7,30	7,60
c. Timp de priză, în ore				
— început	min 2	min 2,5	3,00	3,45
— sfîrşit	max 12	max 12	5,30	6,30
d. Rezistenţele mecanice, în kg/cm²				
— compresiune				
3 zile	—	—	269	—
7 zile	280	130	329	188
28 zile	400	230	444	314
90 zile	—	—	—	419
— întindere				
3 zile	—	—	24,0	—
7 zile	25	12	29,7	20,6
28 zile	28	20	35,0	30,4
90 zile	—	—	—	36,2
e. Căldură de hidratare, în cal/g				
3 zile	max 50	—	48,2	—
7 zile	max 60	max 46	58,4	40,4

NOTĂ:

1. Cimentul Portland cu căldură de hidratare redusă, numit local *tip A*, este actualmente denumit *tip H*.
2. Cimentul Portland cu căldură de hidratare redusă, cu adaos de inert numit local *tip B* actualmente nu se mai produce.
3. La barajul Izvorul Muntelui, cimentul *tip A* s-a folosit la betonul de parament, iar cimentul *tip B* la betonul de interior.
4. La barajul Vidraru s-a folosit cimentul *tip A* cu o căldură de hidratare de max. 65 cal/g, 7 zile (faţă de cel cu 60 cal/g, 7 zile utilizat la barajul Izvorul Muntelui).
5. Ultimele două coloane (realizat) sînt prelucrări de la Izvorul Muntelui.
6. Finețea de măcinare reprezintă restul pe sita 4 900 ochiuri/cm².
7. Rezistenţele mecanice sînt obţinute pe mortare vîrtoase cu nisip monogranular.
8. Căldura de hidratare s-a determinat prin metoda termos.

4. Agregate

Deoarece agregatele reprezintă materialul care intră în cantitatea cea mai mare în componenţa betonului, influenţa calităţii lor asupra caracteristicilor betonului este importantă (aceasta cu atît mai mult cu cît dozajul de ciment este mai mic). Ca urmare, sînt necesare studii aprofundate de teren şi de laborator pentru stabilirea calităţii agregatelor utilizate. Exploatarea balastierelor cît şi tratarea agregatelor trebuie făcută cu deosebită grijă şi sub un control permanent şi riguros. Volumul surselor trebuie să fie de 1,5 ... 2,5 ori mai mare decît volumul total de agregate

necesare conform proiectului pentru betoanele unei construcții. Acest volum este funcție de omogenitatea depozitului și de studiile efectuate.

Agregatele se împart în nisipuri, cu dimensiunea granulei mai mică decît 7 mm și agregate grosiere (pietriș, bolovani, piatră spartă) cu dimensiunea granulei între 7 și 150 mm. Agregatele pot fi naturale sau obținute prin concasarea rocilor, iar uneori un amestec de agregate naturale cu agregate concasate.

Nisipul trebuie să provină din roci stabile, dure și dense. Conținutul de parte levigabilă, argilă, humus, sulfați și sulfuri, mică, cărbune, trebuie să nu depășească anumite limite [2] (în general 0,5 ... 2% din greutate), iar partea fină cu dimensiuni sub 0,1 mm să fie în limitele 2 ... 7% din greutatea nisipului. Pentru a se putea controla partea cea mai fină a agregatului, nisipul se sortează de obicei în două fracțiuni: 0,1 ... 1 mm și 1 ... 3 (4) mm. Separarea pe limita superioară se face de regulă prin ciuruire umedă, iar separarea pe limita inferioară se face cu ajutorul separatoarelor hidraulice.

Un astfel de separator, prezentat în figura 18-1, funcționează în două trepte. *Treapta întîi* a instalației este un decantor cu contracurent: materialul solid se

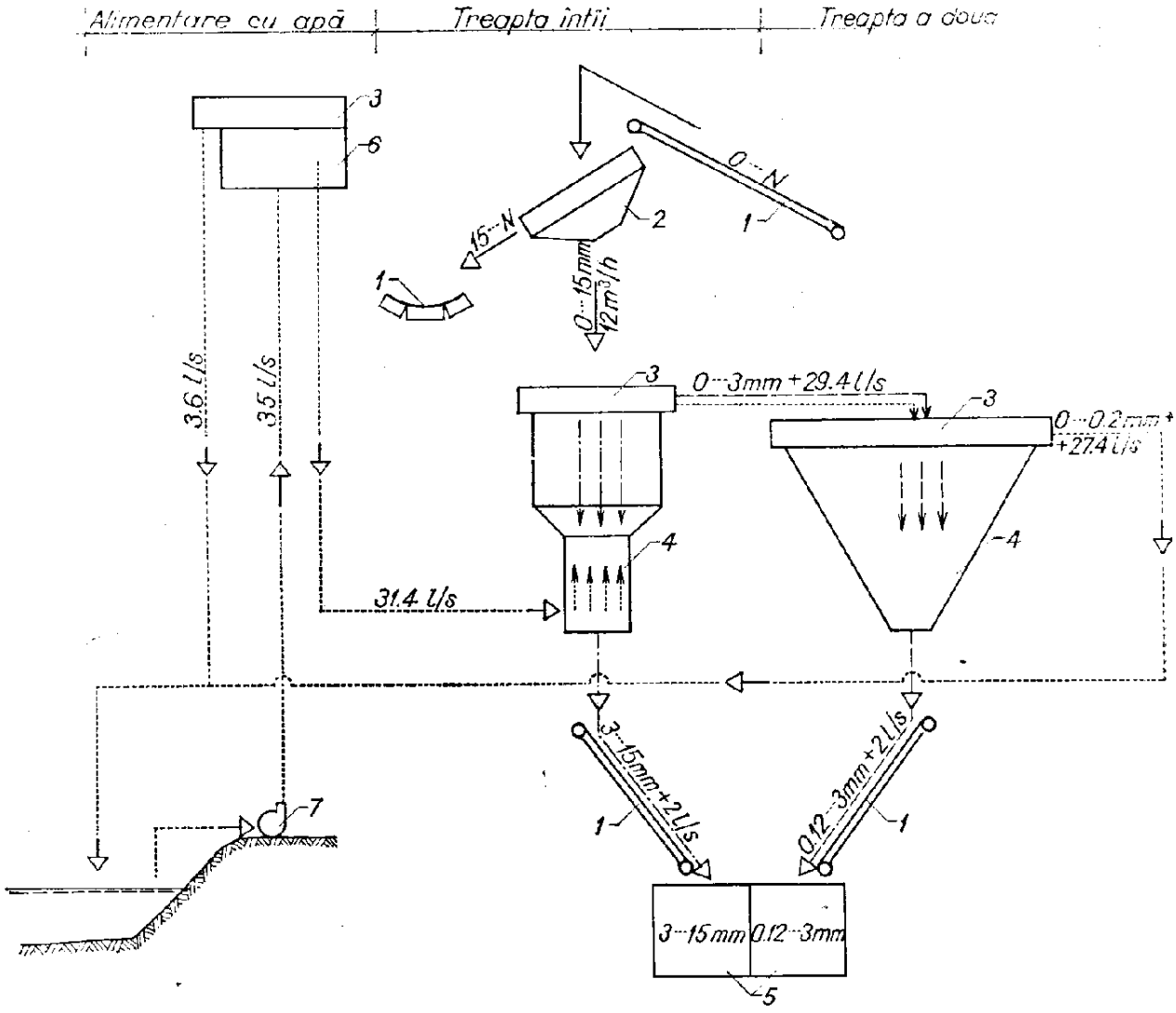


Fig. 18-1. Hidroseparator românesc tip HI-3-36:

1 — bandă transportoare; *2* — sortator; *3* — preaplin; *4* — cameră de decantare; *5* — silozuri de agregate; *6* — rezervor de nivel constant; *7* — stație de pompare.

introduce pe la partea superioară, iar debitul de apă printr-un sistem de uniformizare, pe la partea inferioară. Aici se depun particulele mari, particulele cu diametre mai mici fiind antrenate în treapta a doua de sortare. *Treapta a doua* funcţionează pe principiul decantării particulelor, apa şi nisipul fiind introduse pe la partea superioară.

Depozitarea nisipului se face în halde, iar dacă nisipul este sortat în fracţiuni mai fine, păstrarea se face în silozuri, prevăzute cu drenuri. La *Porţile de Fier* spre exemplu nisipul a fost împărţit prin hidroseparare în sorturile 0,08 ... 1 mm şi 1 ... 3 mm, prin această operaţie eliminîndu-se şi levigabilul. Nisipul a fost depozitat în 14 silozuri a cîte 1 000 m^3 fiecare, din care opt pentru sortul 0,08 ... 1 mm şi şase pentru sortul 1 ... 3 mm. Ciuruirea s-a făcut umed pe patru instalaţii de ciururi. Hidrosepararea (pe 1 mm) şi desprăfuirea (pe 0,08 mm) s-au realizat în trei instalaţii cu un randament de 40 t/h nisip.

Agregatul grosier trebuie să provină de asemenea din roci dure, dense, nealterate şi nefisurate. Dacă agregatul este de concasaj, trebuie evitate rocile cu şistuozitate pronunţată care în procesul de prelucrare produc granule plate sau aciculare. Pentru a asigura o lucrabilitate corespunzătoare betonului, agregatul nu trebuie să conţină mai mult de 15% din greutate pietre plate sau aciculare, la care raportul între dimensiunea maximă şi minimă a pietrei este mai mare de 5/1.

Pentru a realiza betoane de calitate este necesară sortarea agregatului grosier în cel puţin 3 sorturi, în cazul granulei maxime de 70 mm, respectiv 4 sorturi, în cazul granulei maxime de 120 mm sau mai mare. Sortarea agregatului grosier se face de obicei prin ciuruirea umedă a agregatelor. Consumul de apă este de 3 ... 4 m^3 apă/m^3 agregat. În cazul ciuruirii cu apă, însoţită de sortare hidraulică, cantitatea de apă creşte la 6 ... 7 m^3 apă/m^3 agregat. Dacă se urmăreşte şi spălarea agregatelor, cantitatea de apă creşte pentru fiecare caz cu încă circa 2m^3 apă/m^3 agregat [2]. În figura 18-2 se prezintă staţia de sortare de la barajul

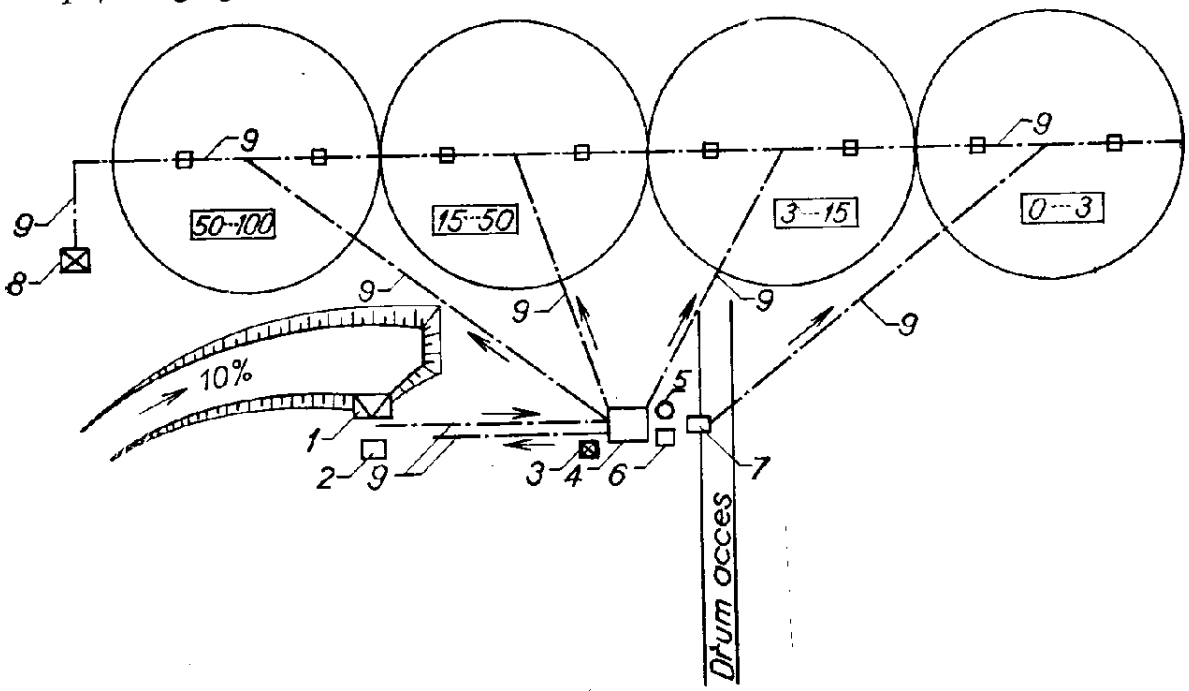


Fig. 18-2. Schema unei staţii de sortare:

1 — buncăr de recepţie; *2* — concasor; *3* — granulator; *4* — staţie de sortare; *5* — concentrator; *6* — moară cu bare; *7* — clasor cu şnec; *8* — buncăr livrare; *9* — bandă transportoare.

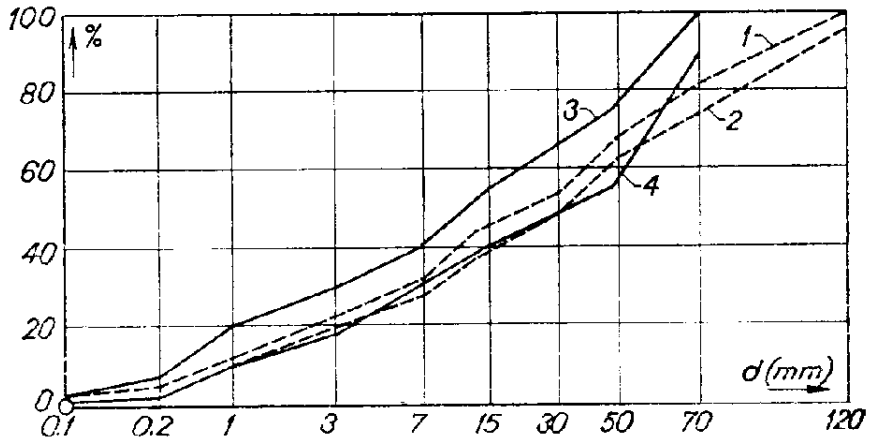


Fig. 18-3. Curbe granulometrice pentru agregate:
1 — limită superioară — barajul Vidraru-Argeș;
2 — limită inferioară — barajul Vidraru—Argeș;
3 — limită superioară — barajul Negovanu — Sadu;
4 — limită inferioară — barajul Negovanu — Sadu.

arcuit *Tarnița*—Someș, care realizează împărțirea agregatelor pentru betoane în patru sorturi.

Compoziția granulometrică a agregatelor trebuie să corespundă unui domeniu optim, care de obicei este precizat prin două curbe limită, stabilite anterior în laborator (fig. 18-3). În general se preferă agregate naturale, provenite din balastiere de rîu, dar se consideră normale și situațiile în care se utilizează amestecuri de agregat grosier de concasaj cu nisip natural (exemplu barajul *Negovanu*—Sadu). În unele cazuri nisipul de rîu poate fi înlocuit într-o proporție de 30 ... 50% cu nisip de concasaj, uneori admițîndu-se chiar 100%. Se recomandă îndepărtarea părților fine printr-o spălare eficientă a tuturor agregatelor.

5. Apa

Apa folosită la prepararea betonului și la stropirea lui trebuie să satisfacă în principal următoarele condiții tehnice:

— să fie fără miros, să aibă reacție neutră, slab alcalină (max. $pH = 10$), sau acidă (min. $pH = 4$);

— sursa de apă folosită, să nu primească în apropierea captării deșeuri sau scurgeri provenite de la fabrici de celuloză, zahăr, glucoză, acid sulfuric, vopsele, cocserii, ateliere de galvanizare etc.

Principalele surse de apă pot fi: apa potabilă provenită din conducte de alimentare cu apă, puțuri, izvoare; apa nepotabilă provenită din rîuri, lacuri, puțuri, izvoare.

6. Aditivi plastifianți

Aditivii plastifianți sînt adaosuri, în cantități de cîteva procente din greutatea cimentului, cu rolul de a mări lucrabilitatea și omogenitatea betonului, reducînd raportul A/C. Cu ajutorul lor se realizează un beton mai compact și în conse-

cință se îmbunătățesc o serie de caracteristici ale sale [1] (rezistența mecanică, impermeabilitatea, rezistența la îngheț-dezgheț, rezistența la agresivitatea apelor exterioare etc.).

Aditivii plastifianți se împart în trei categorii: dispersanți, antrenori de aer, dispersanți-antrenori de aer (micști).

Aditivii dispersanți împiedică flocularea granulelor de ciment hidratat și micșorează viscozitatea sistemului ciment-apă. Aceștia sînt în general săruri de calciu ale acizilor lignosulfonici realizați din prelucrarea leșiilor bisulfitice, deșeuri de la fabricarea celulozei. Se utilizează cu efecte favorabile în special la betoane cu dozaje mari și medii. Aditivii dispersanți au și un efect de întîrzietor de priză cînd proporția lor este mai mare de 0,3% substanță uscată din greutatea cimentului. Aditivii dispersanți folosiți în România sînt: *L.S.C.* (produs indigen) și *Plastiment* (fabricație Sika).

Aditivii antrenori de aer — microspumanți — (substanțe tensioactive) duc la formarea de bule de aer cu diametrul de ordinul micronilor, care măresc lucrabilitatea și coeziunea betonului și permit reducerea raportului *A/C*.

Aditivii antrenori de aer sînt mai eficace în cazul betoanelor cu dozaje reduse de ciment. Volumul admisibil de aer oclus în beton este funcție de granula maximă a betonului, și anume: pentru $d = 30$ mm se admite $5{,}0 \pm 0{,}5\%$ aer oclus; pentru $d = 70$ mm se admite $4{,}0 \pm 0{,}5\%$ aer oclus; pentru $d = 120$ mm se admite $3{,}0 \pm \pm 0{,}5\%$ aer oclus [4]. Ca aditiv antrenor de aer se folosește *Resso* — abietat de sodiu (produs românesc). Ca aditivi micști se menționează: *Frioplastul* (produs Sika), care s-a folosit la execuția barajelor Izvorul Muntelui, Negovanu, Teliuc; *SSB* (produs sovietic), folosit la barajele Izvorul Muntelui, Vidraru, Paltinul, Poiana Uzului; *Disan* (produs românesc), folosit la Porțile de Fier și Poiana Uzului.

Există și alte tipuri de aditivi (impermeabilizanți — *Sikalit*, *Sika 1*, accelératori de priză — *Sigunit*, întîrzietori de priză — glucoză) care se folosesc în cazuri cu totul speciale.

Pentru betoanele de la Porțile de Fier s-au efectuat studii privind influența adaosurilor de zgură granulată de furnal și a aditivilor plastifianți. Studiile au fost efectuate pentru ciment tip Portland cu adaosuri de zgură de furnal, cu următoarele caracteristici: limita superioară a aluminatului tricalcic de 8%, zgură granulată de furnal 25 și 35%, finețea de măcinare max. 10%, rezistența la 28 zile min. 400 kg/cm², căldură de hidratare (metoda termos) max. 65 cal/g, 7 zile.

Pentru fiecare compoziție s-au urmărit:

— rezistențele mecanice (compresiune și întindere) la vîrsta de 28 și 90 zile, pe epruvete cubice, de 30 cm latură pentru granula maximă de 70... 120 mm și 20 cm latură, pentru granula maximă de 30 mm;

— permeabilitatea la vîrsta de 28 și 90 zile, pe epruvete cubice de 20 cm latură;

— gelivitatea la vîrsta de 28 zile, la 150 cicluri îngheț-dezgheț, pe epruvete prismatice $10 \times 10 \times 55$ cm, al căror modul de elasticitate dinamic a fost determinat la fiecare 25 cicluri.

Din încercările efectuate a rezultat:

— conținutul mai ridicat de zgură de furnal nu afectează rezistențele mecanice, mărește însă permeabilitatea betoanelor și scade rezistența la îngheț-dezgheț (numai pentru betonul preparat cu aditiv dispersant — *LSC*, figura 18-4 curba *6*); ceilalți aditivi au asigurat betoanelor rezistența necesară, indiferent de procentul de zgură conținută în ciment (fig. 18-4);

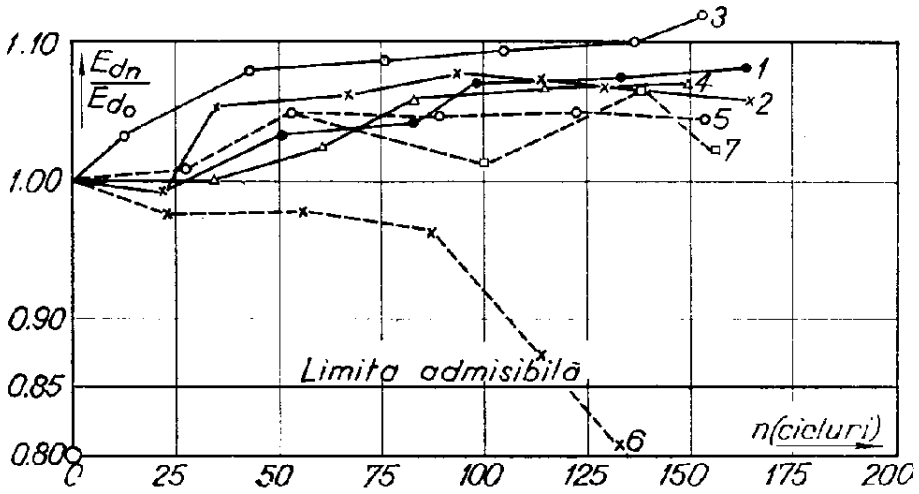


Fig. 18-4. Rezistenţa la îngheţ-dezgheţ pentru betoane cu diferite tipuri de ciment şi aditivi (Porţile de Fier):

1 — ciment cu adaos de zgură 25%, aditiv SSB 0,2%; *2* — ciment cu adaos de zgură 25%, aditiv LSC 0,2%; *3* — ciment cu adaos de zgură 25%, aditiv Resso 0,02%; *4* — ciment cu adaos de zgură 25%, aditiv Frioplast 0,5%; *5* — ciment cu adaos de zgură 35%, aditiv SSB 0,2%; *6* — ciment cu adaos de zgură 35%, aditiv LSC 0,2%; *7* — ciment cu adaos de zgură 35%, aditiv LSC 0,2% şi Resso 0,02%

— folosirea diferitelor tipuri de aditivi a scos în evidenţă următoarele: la cimenturi cu conţinut de zgură mai mic de 30%, pentru betoane de dozaje medii nu au apărut diferenţe pregnante, aditivii micşti producînd o uşoară scădere de rezistenţă şi ameliorarea impermeabilităţii; la cimenturi cu conţinut de zgură de 35%, permeabilitatea are mari variaţii funcţie de tipul aditivului; la betoane cu dozaj redus (150 kg/m^3), aditivul mixt *LSC + Resso* a permis obţinerea unor rezistenţe mecanice sporite faţă de cazul utilizării aditivilor *SSB* şi *Frioplast*.

7. Compoziţia betoanelor

În legătură cu compoziţia betoanelor, referitoare numai la betoane pentru baraje, se citează mai jos cîteva exemple.

La barajul de greutate *Izvorul Muntelui* — Bicaz s-au folosit trei tipuri de betoane, cu caracteristicile din tabelul 18-2, folosind agregate naturale [5].

Pentru betoanele de parament s-a folosit cimentul de *tip A* cu căldură de hidratare de 60 cal/g la 7 zile, şi s-au impus rezistenţe mecanice ridicate, contracţie redusă şi rezistenţă sporită la îngheţ-dezgheţ. Pentru betoanele de fundaţie şi interior s-a folosit cimentul de *tip B* cu căldură de hidratare de 45 cal/g la 7 zile şi s-au impus rezistenţe mecanice medii şi contracţie mică.

Agregatele s-au procurat din balastiera Cîrnu, situată în albia Bistriţei în amonte de baraj. Extracţia s-a făcut cu drăgi refulante de mare capacitate. Dat fiind conţinutul mare de argilă (3 ... 15%), a fost necesar a se instala o staţie de sortare hidraulică. Pentru betonul de parament s-a lucrat cu două sorturi 0 ... 15 mm şi 15 ... 50 mm, iar pentru cel interior cu trei sorturi 0 ... 15 mm, 15 ... 50 mm şi 50 ... 120 mm. Componentele betonului au fost răcite în perioadele călduroase astfel ca temperatura de punere în operă a betonului să nu depăşească 15°C.

TABELUL 18-2

a. Condiții tehnice prescrise

Denumirea caracteristicii	Dimensiunile probei (cm)	Vîrsta de încercare zile	Valoarea prescrisă		
			B_1	B_2	B_3
Întindere din încovoiere, în kg/cm²	20×20×60	180	50	30	20
Permeabilitate, în at.	20×20×20	180	14	8	—
Rezistență la îngheț-dezgheț, în cicluri	20×20×20	180	100	—	—

B_1 — beton de parament; B_2 — beton de fundație; B_3 — beton de interior.

b. Curbe granulometrice medii realizate

∅ ochiuri ciur, în mm	0,2	1	3	5	7	15	30	50	70	120
Tip beton B_1, în %	2,3	10	19	26	30	44	66	89	99	—
B_2, în %	2,1	10	18	24	29	42	58	73	87	99
B_3, în %	1,9	10	18	25	30	42	58	75	87	98

c. *Dozajul de ciment*

Tipul de beton	B_1 (parament)	B_2 (fundație)	B_3 (interior)
Dozajul de ciment, în kg/m³	260 ciment *A*	260 ciment *A*	175 ciment *B*

d. *Caracteristicile betoanelor realizate (pentru B_1)*

Rezistența	Dimensiunile probei (cm)	Valoarea obținută		
		28 zile	90 zile	180 zile
Compresiune, în kg/cm²	30×30×30	303 16,4	374 14,6	397 14,0
Întindere din încovoiere, în kg/cm²	20×20×60	50,1 17,0	57,7 12,2	62,0 14,0

La numărătorul fracției este dată valoarea medie a rezistențelor mecanice, iar la numitor, valoarea coeficientului de variație, în procente.

Betoanele pentru barajul *Negovanu*—Sadu, s-au executat cu agregate grosiere provenite din concasarea de cuarțite amfibolice și de gnaise feldspatice (în cea mai mare parte), și cu nisip de rîu silicios (fracțiunea 0 ... 7 mm), amestecat cu

o cantitate de maximum 30% nisip de concasaj. Proporția sorturilor a fost următoarea:

Nisip 0 ... 7 mm ..... 33 ... 38%
Pietriș 7 ... 30 mm ..... 25 ... 33%
30 ... 50 mm ..... 19 ... 27%
50 ... 80 mm ..... 15 ... 20%.

Cimentul de tip alitic, produs de fabrica de la Bicaz, cu caracteristicile cimentului *tip A* din tabelul 18-1, s-a adăugat în cantitate de 250 kg/m³. Raportul apă-ciment a variat între 0,52 și 0,55. Pentru îmbunătățirea lucrabilității și ameliorarea calităților betonului s-a utilizat antrenor de aer de tip *Frioplast*, care a oclus în medie o cantitate de aer de 3,5%.

Probele de permeabilitate efectuate pe șantier la vîrstele de 28 și 90 zile au arătat că nici o probă nu a fost străpunsă la o presiune de 10 at, iar seriile supuse la cicluri îngheț-dezgheț (pe probe de beton de 10 × 10 × 55 cm) au dat rezultate satisfăcătoare, în raport cu condiția fixată de caietul de sarcini [5].

Pentru betoanele de la barajul *Vidraru*—Argeș, s-au folosit agregate de rîu, extrase din rîul Argeș, la balastiera Oești, situată la circa 20 km aval de amplasamentul barajului (tabelul 18-3). Agregatul a fost sortat mecanic în fracțiunile de 15 ... 50 și 50 ... 120 mm și, cu ajutorul unui hidroseparator, în sorturile 0 ... 4 și 4 ... 15 mm [6].

TABELUL 18-3

a. *Condiții tehnice prescrise*

Denumirea caracteristicii	Dimensiunile probei (cm)	Vîrsta de încercare (zile)	Valoarea prescrisă
Compresiune, în kg/cm²	30×30×30	90	300
Întindere din încovoiere, în kg/cm²	20×20×60	90	40
Întindere, în kg/cm²	30×30×30	90	23
Permeabilitate, în at	20×20×20	90	8
Rezistență la îngheț-dezgheț, în cicluri	20×20×20	28	100

b. *Curbe granulometrice prescrise și realizate*

∅ ochiuri ciur, în mm	0,1	0,2	3	7	12	30	50	70	120
Limita superioară prescrisă, în %	2	5	23	32	44	54	68	82	100
Limita inferioară prescrisă, în %	0,5	2	18	26	36	44	58	70	95
Media realizată, în %	1	4	20	28	37	48	63	74	100

c. *Caracteristicile betoanelor realizate*

Rezistența (kg/cm²)	Dimensiunile probei (cm)	Valoarea obținută	
		7 zile	90 zile
Compresiune	30×30×30	221/22	407/13
Întindere	30×30×30	—	33/15
Întindere din încovoiere	20×20×60	42/21	55/15

La numărătorul fracției este dată valoarea medie a rezistențelor mecanice, iar la numitor valoarea coeficientului de variație, în procente.

Deoarece curba granulometrică a agregatului extras din balastieră prezenta un deficit la sorturile 3 ... 15, 15 ... 50 și un surplus la fracțiunile mai mari ca 150 mm, a fost necesar să se folosească o stație de concasare pentru a corecta deficitul amintit.

La execuția barajului s-a folosit un singur tip de beton, cu compoziția următoare:

— ciment *tip A* (tabelul 18-1) 265 kg/m³,
— agregate avînd granulozitatea din figura 18-3,
— raportul apă/ciment = 0,44 (astfel ales încît tasarea betonului să fie 0,5 ... 1 cm),
— adaos plastifiant lignosulfonic *(SSB)* 0,2%.

Betonul realizat a avut rezistența medie la compresiune la 90 zile de 407 kg/cm², rezistența la îngheț-dezgheț satisfăcătoare (la 100 cicluri nici o probă supusă la o presiune de 8 at la vîrsta de 90 zile nu a fost străpunsă). După valoarea coeficientului de variație (tabelul 18-3, *c*), calitatea betoanelor poate fi considerată bună.

§ 2. CARACTERISTICI FIZICO-MECANICE

8. Rezistențe mecanice

Rezistențele mecanice se determină prin ruperea probelor de beton în condiții speciale de laborator, diferite de la o țară la alta conform normativelor respective. Funcție de tipul de solicitare se disting: rezistența de rupere la compresiune și rezistența de rupere la întindere. Rezistența mecanică reprezintă efortul unitar de rupere a epruvetei.

În domeniul construcțiilor hidrotehnice, rezistențele mecanice ale betoanelor se determină la vîrsta de 90 zile, deoarece o construcție hidrotehnică intră în general sub sarcină la o vîrstă mult mai mare decît celelalte tipuri de construcții

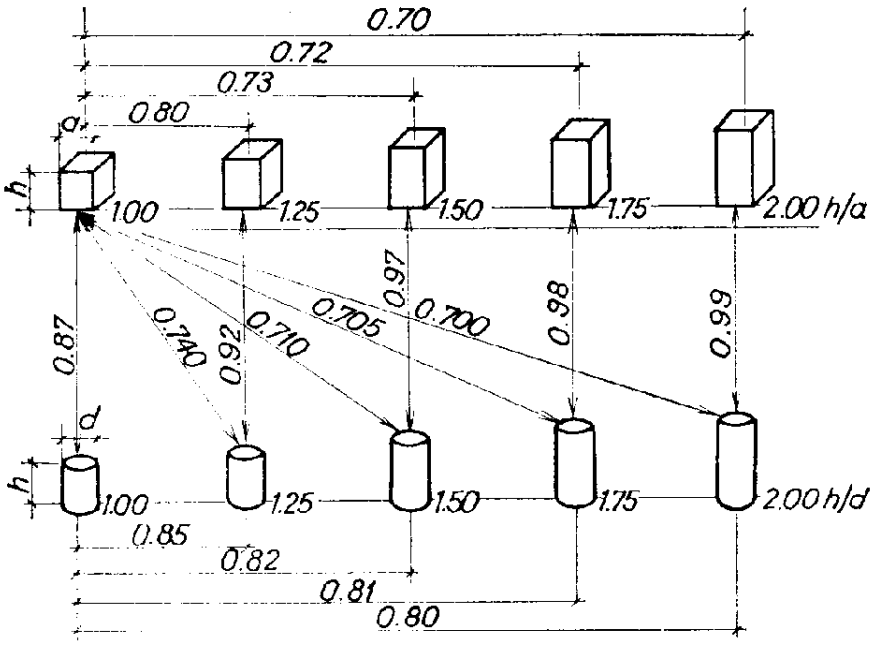


Fig. 18-5. Coeficienți de echivalare a rezistențelor la compresiune determinate pe diverse tipuri de epruvete.

din beton. În cazuri justificate se prescriu rezistențe mecanice și la vîrste mai tinere (28 zile sau 60 zile). Pentru controlul calității betoanelor, în laborator se determină rezistențele mecanice și la vîrste tinere.

Normativele românești clasifică betoanele hidrotehnice în 7 mărci după rezistența la compresiune (BH 100, BH 150, BH 200, BH 250, BH 300, BH 400, BH 500) și în 5 mărci după rezistența la întindere (TH 10, TH 15, TH 20, TH 25, TH 30), cifrele semnificative indicînd rezistența la compresiune, respectiv tensiune, la vîrsta de 90 zile în kg/cm^2.

Rezistența de rupere la compresiune R_b, se determină pe probe de formă cubică, prismatică sau cilindrică, și variază în funcție de vîrsta betonului și de forma și tipul probei.

În figura 18-5 se reprezintă schematic coeficienții de echivalare a rezistențelor la compresiune determinate pe diverse tipuri de epruvete în condițiile laboratorului central de la Bicaz. Concluziile cercetărilor efectuate au fost următoarele:

— rezistența la compresiune scade cu creșterea raportului h/d (înălțime/latură cub, sau înălțime/diametru cilindru) și devine constantă pentru $h/d \geqslant 1{,}75$; această scădere a rezistenței depinde în principal de efectul de frecare între platanul presei și epruvetă, care are o influență mai mare pentru $h/d = 1$ și scade cu creșterea acestui raport, devenind practic neimportantă pentru $h/d > 1{,}75$;

— valorile coeficienților sînt susceptibile de variații esențiale în funcție de dimensiunile absolute ale epruvetei; odată cu creșterea dimensiunilor scad coeficienții de variație; spre exemplu pentru epruvete cubice $h = 20$ cm și $h = 30$ cm sau cilindri $h = d = 20$ și respectiv 30 cm raportul coeficienților are valoarea medie de 1,15.

Rezistența de rupere la întindere R_t, este mai mică decît R_b și în general raportul R_t/R_b se situează între 1/10 și 1/12, cu valori mai mari pentru betoane cu rezistență la compresiune mai mică (1/6 ... 1/8) și valori mai mici pentru

betoane cu rezistență înaltă (1/15 ... 1/20). După *Țiscreli* rezistența de rupere la întindere este influențată pronunțat de dimensiunile secțiunii transversale (tabelul 18-4).

TABELUL 18-4

Aria (cm^2)	50	100	200	400	1000
Volumul (cm^3).	—	4 000	10 000	25 000	2 500 000
Coeficientul de corecție	1,20	1,00	0,85	0,80	0,70

Rezistențele mecanice sînt influențate sensibil de viteza de încărcare a sarcinii în momentul efectuării încercării. Creșterea vitezei de încărcare duce în general la sporiri cu 10 ... 20% ale rezistențelor mecanice. Prescripțiile românești prevăd ca viteza de încărcare pentru determinarea rezistenței la compresiune să fie de 5 kg/cm^2, s.

Prescripțiile tehnice privind rezistențele mecanice ale betoanelor folosite la construcția barajelor sînt funcție de tipul barajelor, ipotezele de încărcare etc.

Pentru barajele de greutate se dau mai jos indicațiile lui *M. Roš* [3] asupra rezistențelor admisibile la compresiune la vîrsta de 90 zile, funcție de categoria cimentului și de dozaj (tabelul 18-5). În capul coloanelor sînt indicate ipotezele de încărcare, cu cifre romane și coeficienții de siguranță corespunzători, în paranteze. Acești coeficienți se raportează la rezistența de rupere pe prisme, la vîrstă de 90 zile.

TABELUL 18-5

Dozajul (kg/m^3)		Rezistența admisibilă la 90 zile (kg/cm^2) Ipoteze		
Cim. Portland modificat	Cim. Portland cu antrenori	I (3,8)	II (2,5)	III (1,9)
Interior				
175 ... 200	150 ... 170	55	85	110
200 ... 225	170 ... 195	65	100	130
Paramente și coronament				
250 ... 275	225 ... 250	75	110	150
275 ... 300	250 ... 275	80	120	160

Ipotezele de încărcare sînt următoarele:

— *Ipoteza I*, solicitări principale: greutatea proprie, presiunea apei și subpresiunea;

— *Ipoteza II*, solicitări principale și secundare; idem, ca la *I* plus efectele variațiilor de temperatură, ale contracției, ale fluajului și ale deformațiilor rocii de fundație;

— *Ipoteza III*, solicitări excepționale: cutremur și faze de construcție defavorabile.

Normele italiene [7] prevăd determinarea rezistenței de rupere la compresiune la vîrsta de 90 zile (R_{90}) pe epruvete a căror dimensiune minimă este mai mare sau cel mult egală cu de trei ori diametrul granulei maxime a agregatului. Rezistența admisibilă la compresiune este a cincea parte din rezistența la 90 de zile: $R_a = \frac{1}{5} R_{90}$.

Pentru barajele de greutate normele italiene recomandă ca valorile maxime ale eforturilor principale calculate să fie limitate în funcție de tipurile de solicitări după cum urmează:

— pentru ipoteza lac gol, eforturile principale de compresiune să fie mai mici decît rezistența admisibilă a betonului; eforturile principale de tensiune să fie mai mici decît 3 kg/cm²;

— pentru ipoteza lac plin, considerînd solicitările din greutatea proprie, presiunea hidrostatică, subpresiune, cutremur și gheață (dacă este cazul), eforturile de compresiune să fie mai mici decît rezistența admisibilă a betonului.

Pentru barajele arcuite normele americane admit o rezistență maximă la compresiune egală cu a patra parte din rezistența la vîrsta de un an: $R_a = \frac{1}{4} R_{an}$ și maximum 70 kg/cm², pentru ipoteza de încărcare cea mai defavorabilă. Dacă se ține seama de toate solicitările, se admite ca tensiunile să fie a treia parte din compresiunile din aceeași secțiune. În același timp se pune condiția ca suma valorilor absolute a eforturilor maxime de tensiune și de compresiune dintr-o secțiune oarecare să nu depășească rezistența admisibilă la compresiune. Probele se fac pe epruvete de 45 × 90 cm. Ca cifră finală se ia rezistența depășită de 80% din probe.

Normele italiene recomandă ca valorile maxime ale eforturilor principale să îndeplinească următoarele condiții:

— în ipotezele de solicitare lac gol sau plin, considerînd forțele din greutatea proprie, presiunea apei, seismice și presiunea gheții, eforturile principale de compresiune să nu fie mai mari decît rezistența la compresiune (definită ca la barajele de greutate, adică $R_a = \frac{1}{5} R_{90}$); eforturile principale de tensiune să nu fie mai mari de 5 kg/cm², dar pot ajunge la 8 kg/cm² cînd raportul dintre efortul de tensiune și cel de compresiune din secțiunea respectivă (amonte-aval) este mai mic de 0,25;

— în ipotezele de solicitare lac gol sau plin, considerînd forțele menționate anterior, la care se adaugă solicitările termice și de contracție, eforturile principale de compresiune să nu depășească 1,2 R_a; eforturile principale de tensiune să nu depășească 8 kg/cm², putînd ajunge la 12 kg/cm², cînd raportul dintre

efortul de tensiune şi cel de compresiune din secţiunea respectivă (amonte-aval) este mai mic de 0,25. În zonele armate corespunzător, efortul maxim de tensiune în beton, ţinînd seama de conlucrarea cu armătura, va putea depăşi valorile de mai sus cu maximum 20%.

9. Durabilitatea betonului

Totalitatea condiţiilor necesare pentru a asigura unei construcţii o exploatare normală pe o durată de timp, economic avantajoasă, pot defini proprietatea de durabilitate a betoanelor.

Durabilitatea poate fi privită sub două aspecte:

— capacitatea construcţiei de a răspunde sarcinilor, acţiunilor exterioare, în condiţii satisfăcătoare de exploatare, fără creşterea exagerată a deformaţiilor sau a fisurilor care să o facă improprie pentru scopul propus;

— evoluţia în timp a acestei capacităţi sub efectul acţiunilor exterioare şi interioare de durată.

Durabilitatea, definită ca mai sus, completează şi generalizează noţiunile de securitate şi de economicitate. Securitatea trebuie astfel să se refere nu numai la capacitatea portantă a construcţiei, ci la totalitatea proprietăţilor care determină durabilitatea construcţiei şi la variaţia acesteia în timp. Economicitatea trebuie să conducă la alegerea unor condiţii de durabilitate astfel ca să se evite fie un cost exagerat al construcţiei, fie reparaţii şi întreţinere costisitoare.

Durabilitatea cuprinde printre altele următoarele caracteristici principale ale betoanelor hidrotehnice:

— rezistenţa la îngheţ-dezgheţ;
— permeabilitatea;
— rezistenţa la acţiunea apelor agresive;
— rezistenţa la acţiunea de uzură şi cavitaţie.

10. Rezistenţa la îngheţ-dezgheţ

Acţiunea repetată de îngheţ-dezgheţ asupra betoanelor are caracter progresiv în timp, putînd în cele din urmă duce la distrugerea elementelor de construcţie solicitate.

Rezistenţa la îngheţ-dezgheţ se caracterizează prin numărul de cicluri de îngheţ-dezgheţ la care pot rezista epruvetele la vîrsta de 28 zile, fără să sufere deteriorări ale structurii care să determine:

— scăderea modulului de elasticitate dinamic E_{dn} cu mai mult de 15% sau, în lipsa aparaturii necesare, scăderea rezistenţei la compresiune pe cuburi cu mai mult de 25% faţă de probele martor;

— scăderea totală a greutăţii cu mai mult de 5% faţă de probele martor.

Caracterizarea rezistenţei la îngheţ-dezgheţ a betonului se face pe baza a trei grade de gelivitate: G 50, G 100, G 150. Marca de gelivitate cerută se stabileşte funcţie de temperatura medie a lunii celei mai reci şi de numărul de variaţii ale nivelului apei la suprafaţa spălată a betonului în timp de iarnă.

Factorii care condiționează rezistența betonului la îngheț-dezgheț sînt: calitățile agregatelor utilizate, calitățile cimentului și ale adaosurilor, porozitatea betonului și structura acestei porozități [2], [8].

Agregatele unui beton rezistent la îngheț-dezgheț trebuie să fie compacte, negelive, cu cît mai puține microfisuri, cu absorbție capilară redusă și cu bună aderență față de piatra de ciment. Excesul de elemente fine (sub 0,1 mm) trebuie evitat, efectul lor fiind de cele mai multe ori nefavorabil.

Cea mai bună rezistență la îngheț-dezgheț o prezintă cimentul aluminos, iar cea mai slabă cimentul cu adaosuri hidraulice. Finețea de măcinare sporită în limite normale mărește rezistența la îngheț-dezgheț. Conținutul de SO_3 se limitează la 2 ... 4%. Adaosurile minerale (cu excepția zgurei de furnal bazice granulate) au efecte negative.

Rezistența la îngheț-dezgheț a betonului depinde în principal de porozitatea acestuia și de structura porozității. Porii betonului pot fi clasați în pori capilari, pori de contracție și pori ai gelului. Apa conținută în porii capilari ($d = 1.10^{-4}$ ... 50.10^{-4} cm) îngheață la temperaturi negative apropiate de 0°C, în timp ce apa din porii gelului îngheață la temperaturi mult mai joase (sub —40°C); porii de contracție, formați datorită reducerii volumului absolut al sistemului ciment-apă, au dimensiunile situate între porii capilari și porii gelului. Un beton cu volum redus de pori capilari se comportă bine la îngheț-dezgheț. Această situație se obține prin folosirea unui raport A/C mic și a unui dozaj de ciment corespunzător.

O acțiune favorabilă asupra rezistenței la îngheț-dezgheț este exercitată de către aditivii plastifianți:

— aditivii plastifianți dispersanți, datorită reducerii raportului A/C și a măririi lucrabilității;

— aditivii plastifianți antrenori de aer, datorită bulelor de aer oclus, care modifică structura betonului, creînd întreruperi în rețeaua capilară și reducînd raportul A/C;

— aditivii plastifianți micști care dispersează cimentul și antrenează aerul.

Din experiențele efectuate la noi în țară (ISPH) a rezultat că:

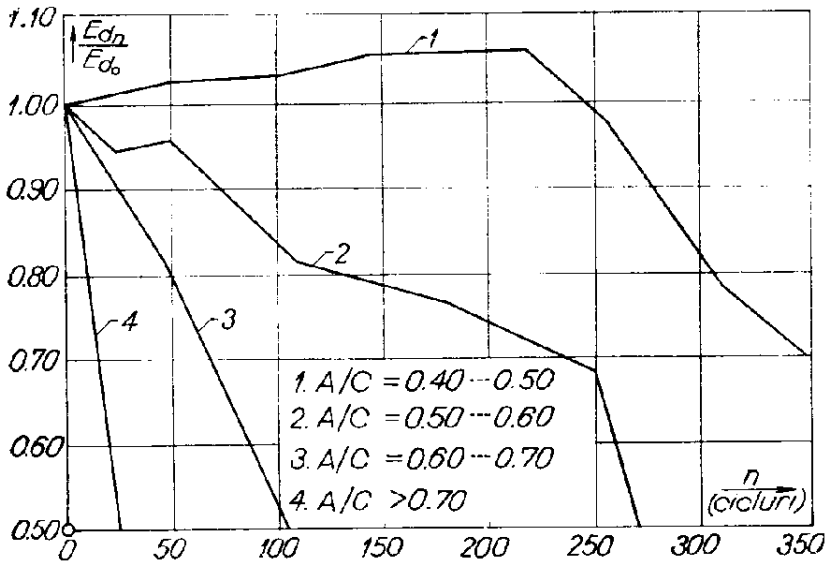


Fig. 18-6. Influența raportului A/C asupra caracteristicilor de gelivitate ale betoanelor (ciment P 400 alitic, fără aditivi).

— utilizarea aditivilor plastifianți duce la ameliorarea sensibilă a rezistenței la îngheț-dezgheț a betoanelor și la atenuarea influenței altor factori asupra acestei calități; experiențele efectuate în condițiile din figura 18-6, dar cu adaos de *SSB*, au arătat că raportul dintre modulul de elasticitate dinamic după n probe de îngheț ($n \geqslant 150$) și modulul dinamic la $n = 0$ (E_{dn}/E_{do}) se situează în zona lui 1,00 chiar și pentru raport A/C mare;

— eficiența aditivului mixt *(SSB)* se apropie de cea a antrenorilor de aer în domeniul dozajelor reduse și o egalează în domeniul dozajelor curent utilizate pentru betoanele construcțiilor hidrotehnice.

11. Permeabilitatea

Un beton executat îngrijit, cu o structură densă și o greutate volumetrică ridicată, rezistent la îngheț-dezgheț, are în mod normal și calitatea de a fi impermeabil. Este necesar ca betonul hidrotehnic să prezinte o permeabilitate redusă nu numai pentru a asigura o comportare corespunzătoare a construcției în exploatare, dar și pentru a feri de coroziune betonul și armătura, în cazul apelor agresive.

Permeabilitatea betonului se explică prin structura sa fizică, prin porozitatea sa. Elementele determinante pentru permeabilitate sînt diametrul porilor, interconexiunea lor și prezența de discontinuități în lungul lor; volumul porilor este mai puțin important. Permeabilitatea scade odată cu îmbibarea betonului cu apă, prin efectul umflării sale. Acest fenomen are caracter reversibil.

Pentru realizarea unui beton cu permeabilitate redusă este necesar ca:

— să se utilizeze un ciment de calitate corespunzătoare precum și un minim necesar de parte fină; în tabelul 18-6 se dă o indicație privind conținutul minim de fin ($< 0{,}2$ mm) funcție de granula maximă a agregatului;

TABELUL 18-6

Granula maximă (mm)	7	15	30	50
Conținut minim de parte fină sub 0,2 mm din ciment, nisip, sau adaosuri minerale, în kg/m³	475	425	350	300

— să se utilizeze adaosuri minerale pentru înlocuirea unei părți din ciment, în limita a 20 ... 25%; cercetările efectuate pentru betoanele de la Porțile de Fier au arătat că la procente mai mari de 30 ... 35% permeabilitatea betonului a crescut;

— să se utilizeze plastifianți, cu acțiune favorabilă asupra lucrabilității și deci a compactității betonului;

— să se utilizeze agregate curate, cu o compoziție granulometrică bună, evitîndu-se nisipul aşchios;

— să se realizeze betoane mai vîrtoase, cu raportul A/C sub 0,55.

Determinarea practică a permeabilității betonului se realizează prin metoda gradului de impermeabilitate normată [4]. Aceasta stabilește patru grade de imper-

meabilitate (definite prin presiunea maximă la care nu se observă străpungerea epruvetei de beton, sau prin adîncimea maximă de pătrundere a apei la presiunea dată), notate cu P_2, P_4, P_8 și P_{12}. Alegerea gradului de impermeabilitate se face funcție de presiunea apei care acționează asupra construcției:

— gradient pînă la 5 P_4
— gradient de la 5 la 10 P_8
— gradient mai mare de 10 P_{12}.

Gradul de permeabilitate P_2 se folosește pentru betoanele din zonele interioare ale barajelor, sau din cele aflate deasupra nivelului apei.

12. Rezistența la acțiunea apelor agresive

Aprecierea gradului de periclitate pe care apa, ca mediu înconjurător, o are asupra betonului se face pe baza agresivității apei funcție de conținutul de bicarbonați (agresivitate de dezalcalinizare), de ioni de hidrogen (agresivitate generală acidă), de bioxid de carbon liber (agresivitate carbonică) sau de sulfați (agresivitate sulfatică).

Apa poate veni în contact cu betonul direct, sau prin sol, ca apă de infiltrație. Apa care vine în contact direct cu betonul are calitățile cursului de apă respectiv; ea își poate schimba substanțial calitățile dacă pe cursul în cauză se prevede dezvoltarea de noi industrii. Apa de infiltrație, trecînd prin diverse straturi, dizolvă sărurile minerale și poate căpăta eventual un caracter agresiv.

Factorul cel mai important care determină comportarea betonului la coroziune este compactitatea [8]. Pentru construcțiile masive situate în medii agresive, se prevede obligativitatea confecționării de betoane cu marcă de impermeabilitate de minimum P_4 la 28 zile. Normele germane impun în acest sens limitarea superioară a raportului A/C și limitarea inferioară a dozajului de ciment. Aceste condiții, mai ales cea referitoare la dozajul de ciment, nu pot fi aplicate în sectorul hidrotehnic unde un dozaj mare comportă și termicitate mare.

Normele românești, ca și cele sovietice, țin seama atît de prezența sau absența presiunii hidrostatice cît și de masivitatea construcției. Pentru zonele unde apa agresivă este în contact cu betonul se prevăd betoane speciale, rezistente la acțiuni agresive.

TABELUL 18-7

Denumirea caracteristicii	Limita prescrisă
1. Compoziție mineralogică	
— silicat tricalcic C_3S	max. 50%
— aluminat tricalcic C_3A	max. 5%
— suma aluminaților $C_3A + C_4AF$	max. 22%
2. Adaosuri minerale	
— tip	tras
— conținut	max. 15%
3. Finețe de măcinare (reziduuri pe sita de 0,09 mm)	max. 10%
4. Rezistență la compresiune la 28 zile. în kg/cm^2	min. 400
5. Căldură de hidratare la 7 zile în cal/g	max. 65

La Porţile de Fier s-a constatat că apa de infiltraţie de pe versantul stîng, prelevată din galeriile de studii, prezintă o puternică agresivitate sulfatică (conţinutul în ioni SO_4 ajungînd la 2 000 mg/l faţă de limita admisă de 250 mg/l). Din această cauză la contactul cu roca, primele lamele de beton s-au executat cu un ciment special, rezistent la agresivitatea sulfatică a apei. Aceleaşi condiţii s-au impus şi cimentului care s-a folosit la execuţia voalului de etanşare din zona respectivă. În tabelul 18-7 se prezintă caracteristicile cimentului *HRS* (hidrotehnic — rezistent la agresivitate sulfatică) folosit la Porţile de Fier.

13. Rezistenţa la acţiunea de uzură

Uzura betoanelor hidrotehnice se produce prin acţiunea de cavitaţie şi de eroziune dezvoltată de apa în mişcare.

Fenomenul de cavitaţie, cu dublul său efect, fizic (eroziune) şi chimic (coroziune), apare datorită zonelor de depresiune ale unui curent, provocate fie de formele de ansamblu necorespunzătoare din punct de vedere hidraulic ale corpurilor cu care acesta este în contact, fie de neregularităţile locale ale suprafeţelor udate. Cu cît aceste neregularităţi sînt mai accentuate şi cu cît vitezele de curgere sînt mai ridicate, cu atît şi efectele cavitaţiei sînt mai mari.

Uzura suprafeţelor de beton se produce şi prin şocurile exercitate de particulele de nisip sau pietriş purtate de apele în mişcare. Cu cît compoziţia mineralogică a acestor particule este mai dură şi vitezele de antrenare sînt mai mari, cu atît eroziunile produse sînt mai accentuate.

Un beton de marcă superioară este rezistent şi la acţiunea de uzură. În zonele unde se produc intens aceste fenomene (cum sînt: crestele deversorilor, paramentele deversante, disipatorii de energie, golirile de fund etc.) se recomandă un beton cu agregate de dimensiuni reduse, a cărui rezistenţă la compresiune să nu fie mai mică de 400 kg/cm^2. Pentru a preîntîmpina efectele cavitaţiei se recomandă agregate cu aderenţă foarte bună la liant (eventual agregate de concasaj), iar împotriva acţiunii de eroziune a aluviunilor se recomandă agregate dure şi rezistente (spre exemplu andezite, bazalturi). Pentru limitarea acţiunii de uzură se impun condiţii neregularităţilor rezultate la execuţie, funcţie de vitezele curentului [2]. Acestea nu trebuie să depăşească 6 mm pe direcţia curentului şi 3 mm pe direcţia perpendiculară pe curent. Pe suprafeţele deschise neregularităţile pot fi de două ori mai mari, iar la viteze ce depăşesc 30 m/s, de două ori mai mici. Foarte eficientă s-a dovedit protejarea feţelor de beton cu mortare din răşini epoxidice.

14. Consistenţa şi lucrabilitatea betonului proaspăt

Consistenţa şi lucrabilitatea amestecului de beton se stabilesc în funcţie de dimensiunile construcţiei, de gradul ei de armare, de mijlocul de transport şi de metoda de compactare. Normele româneşti prevăd indicaţiile din tabelul 18-8 pentru stabilirea consistenţei şi lucrabilităţii betonului.

TABELUL 18-8

Tipul construcției	Tasarea conului		Coeficient de remodelare (s)
	Beton cu aditivi (cm)	Beton fără aditivi (cm)	
Construcții masive din beton și beton slab armat cu $\mu < 0{,}5\%$	0,5 ... 2,0	1,0 ... 3,0	12 ... 20
Construcții din beton armat cu $0{,}5\% < \mu < 1\%$	2,0 ... 5,0	3,0 ... 6,0	8 ... 12
Construcții din beton armat cu $\mu > 1\%$	5,0 ... 8,0	6,0 ... 10,0	4 ... 8

Consistența se măsoară prin tasarea conului cu înălțimea de 300 mm, cu diametrul superior de 100 mm și cel inferior de 200 mm, pentru granula maximă de 50 mm, și cu înălțimea de 450 mm, cu diametrul superior de 150 mm și cel inferior de 300 mm, pentru granula maximă cuprinsă între 50 și 100 mm. Lucrabilitatea se măsoară prin coeficientul de remodelare (al unui con de beton cu înălțimea de 300 mm pus într-un cub cu latura de 200 mm și vibrat cu frecvența de $3\,000 \pm 200$ rot/min și cu amplitudinea de 0,35 mm) care reprezintă timpul de vibrare necesar pînă la nivelarea probei, în secunde.

§ 3. TEHNOLOGIA BETOANELOR

15. Prepararea amestecului de beton

Prepararea betonului pentru construcțiile hidrotehnice se face în stații de preparare (fabrici de beton) centralizate și automatizate. Acestea asigură o alimentare continuă cu beton și o constanță în timp a rețetei de fabricare prin utilizarea dozimetrelor gravimetrice automate. În cadrul controlului mărcii betoanelor fabricate se admit abateri de maximum $\pm 2\%$ din greutatea fiecărui component principal (agregate, ciment, apă, aditivi).

Amestecarea componenților betonului se face în betoniere cu cădere liberă sau în malaxoare cu amestec forțat (grupate în baterii de 2 sau 4, în fabricile de beton), utilizate în special la prepararea betoanelor cu consistență vîrtoasă. Timpul de malaxare (amestec) a betonului este cuprins, pentru betoniere cu amestec gravitațional, între 1,5 ... 2,5 minute, și este funcție de capacitatea betonierei, de natura agregatelor și de consistența betonului.

Capacitatea betonierei se determină în funcție de diametrul maxim al agregatelor și de volumul de beton necesar pentru respectarea graficului de execuție. În general capacitatea betonierei va fi minimum 500 ... 1000 ... 2200 litri, după cum diametrul maxim al granulei agregatelor este de 50 ... 100 ... 150 mm.

Fabricile de beton pentru construcțiile hidrotehnice, se utilează cu instalații speciale, capabile să încălzească sau să răcească componenții betonului conform cu prescripțiile tehnice privind prepararea și punerea în operă a betonului în perioadele friguroase sau călduroase ale anului.

Ca orientare, în figura 18-7 se prezintă schema fabricii folosită la prepararea betoanelor la barajul *Vidraru*—Argeș. Pentru realizarea celor 480 000 m^3 beton care au fost necesari pentru construcția barajului, s-a amenajat o fabrică cu capa-

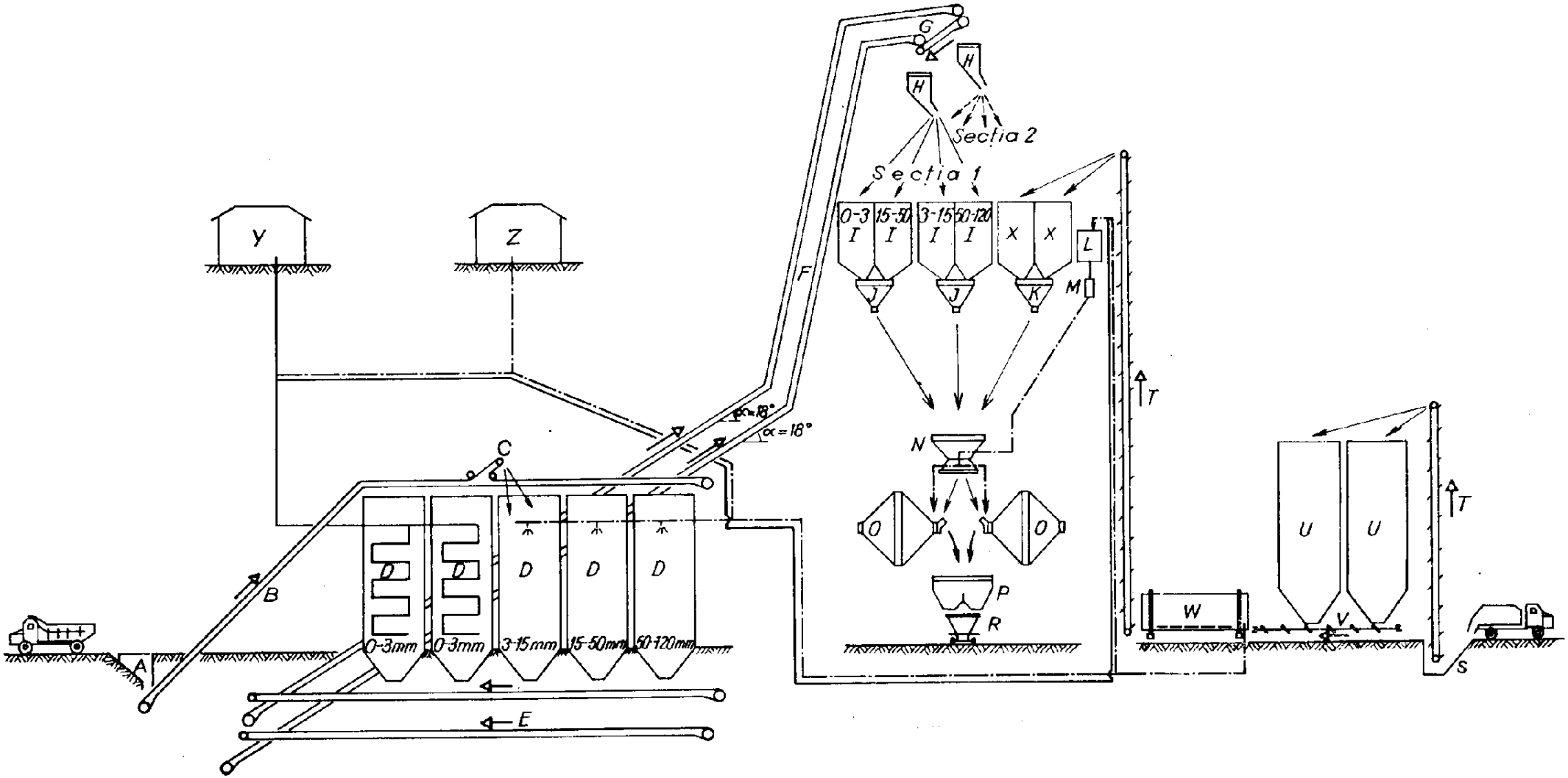


Fig. 18-7. Schema fabricii de beton de la barajul Vidraru-Argeş:

A — buncăr recepţie agregate (2 buc.); *B* — bandă transportoare, *b* = 700 mm, 60 ... 150 t/oră, (2 buc.); *C* — cărucior descărcător (2 buc.); *D* — depozit intermediar agregate siloz, 360 m³/buc. (10 buc.); *E* — bandă transportoare; *b* — 700 mm, *l* = 70 (80) m, (2 buc.); *F* — bandă transportoare, *b* = 700 mm, *l* = 130 (140) m, (2 buc.); *G* — bandă transportoare intermediară, de legătură între cele două secţii ale fabricii (1 buc.); *H* — distribuitor (2 buc.); *I* — buncăr agregate (8 buc.), *J* — dozimetru agregate, capacitate 900 + + 900 kg (4 buc.), *K* — dozimetru ciment, capacitate 500 kg (2 buc.); *L* — rezervor apă (2 buc.); *M* — dozimetru apă, capacitate 300 kg (2 buc.); *N* — buncăr colector (2 buc.); *O* — betoniere basculante 1 500 l (4 buc.); *P* — buncăr beton (2 buc.); *R* — benă funicular pe vagon C.F.N. (2 buc.); *S* — buncăr recepţie ciment (1 buc.); *T* — elevator, 20 t/oră (2 buc.); *U* — depozit intermediar ciment-siloz, 500 t (4 buc.); *V* — şnec, 20 t/oră, (2 buc.); *W* — instalaţie de răcire a cimentului tip Zaap Fortuna, 15 t/oră, (2 buc.); *X* — buncăr ciment (4 buc.); *Y* — staţie termică, 2 cazane a 0,72 t abur/oră la 6 at. (1 buc.); *Z* — staţie frigorifică, 3 × 240 000 kcal/oră (1 buc.).

citatea anuală de 240 000 m³, cu vîrful zilnic de 2 000 m³ beton. Mișcarea materialelor necesare preparării betonului s-a realizat mecanizat. Puterea instalată a fabricii a fost de 134 kW, iar suprafața construită de 150 m².

16. Mijloace de transport

Operația de transport a betonului de la fabrică la locul de punere în operă trebuie să îndeplinească de obicei următoarele condiții:

— să mențină omogenitatea betonului, respectiv să evite segregarea lui;

— să păstreze intactă compoziția betonului (utilajul de transport să nu permită scurgeri de lapte de ciment, să protejeze betonul de agenții atmosferici — vînt, ploaie, arșiță, îngheț);

— să necesite o manoperă cît mai redusă la manevrarea amestecului de beton;

— să se înscrie în timpii minimi impuși pentru a permite punerea în operă a betonului înainte de începutul prizei sale;

— să asigure productivitatea necesară execuției lucrărilor.

Ca mijloace de transport, în funcție de specificul organizării de șantier, se pot folosi:

— *Bene*, cu un volum util egal cu un multiplu al volumului mijlocului de transport. Ele reprezintă un sistem modern, permițînd manevrarea betonului cu minimum de transbordări și cu manoperă redusă (fig. 18-8). Folosirea benelor

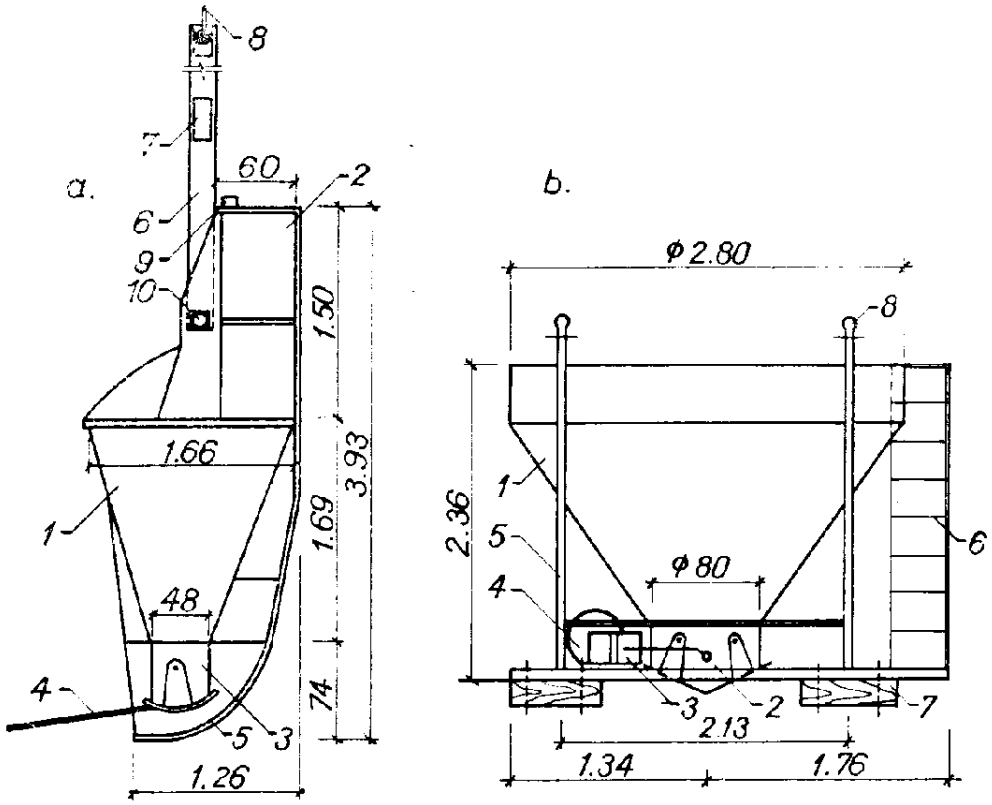


Fig. 18-8. Bene pentru transportul betonului:

a — tip papuc(3 m³); *1* — buncăr; *2* — compartiment de recepție a betonului (bena în poziție orizontală); *3* — gură de descărcare; *4* — manetă de manevră; *5* — profile metalice; *6* — cadru metalic; *7* — grindă de rigidizare; *8* — ureche de prindere; *9* — profil de protecție; *10* — articulație; *b* — tip Bleichert (7 m³); *1* — buncăr conic; *2* — gură de descărcare; 3 — piston pneumatic pentru acționarea clapetelor de descărcare; *4* — rezervor de aer comprimat; *5* — cadru de rezistență; *6* — scară de acces; *7* — reazem de lemn; *8* ureche de prindere.

reclamă existența pe șantier a macaralelor turn, pe șenile, derik, sau a macaralelor funicular. Capacitatea benelor este cuprinsă între 0,5 și 6 m^3, funcție de mijlocul de ridicare folosit. Pentru o bună utilizare, benele trebuie să fie astfel concepute încît încărcarea și descărcarea betonului să se realizeze ușor și repede, chiar pentru betoanele vîrtoase.

— *Autovehicule pe pneuri*, care constau din autovehicule speciale (autobetoniere, cisterne cu amestecător) pentru transportul betonului la distanțe mari, sau din autocamioane basculante obișnuite, care pot fi adaptate să protejeze betonul contra intemperiilor, prin izolarea termică a lăzii metalice iarna, sau acoperirea ei cu prelate vara.

— *Platforme* sau *vagonete* pe calea ferată care se utilizează pe distanțe scurte și sînt indicate cînd se folosesc macarale funicular cu capacitate mare de ridicare, care necesită bene de capacități mari.

— *Benzi transportoare* care se utilizează cu condiția alegerii unui unghi de înclinare potrivit și a unor măsuri de prevenire a segregării betonului și a pierderii mortarului la descărcarea de la capătul benzii. Se folosesc la obiecte constructive mai puțin importante.

— *Instalații de transport prin conducte*, cu ajutorul aerului comprimat, care sînt folosite cu succes pentru betonarea căptușelilor galeriilor. În acest caz betonul trebuie să conțină mai multă parte fină, dozaj de ciment sporit, sau adaosuri care să reducă pericolul segregării betonului transportat pneumatic.

— *Pompe de beton* care reprezintă un mijloc comod de transport al betonului Granula maximă a agregatelor poate fi de 60 ... 70 mm pentru utilajele cele ma mari. Pentru a fi pompat, betonul nu trebuie să conțină agregate de concasaj sau agregate poroase (care reduc cantitatea de apă din beton). Pentru a evita formarea de dopuri pe conducte se alege raportul A/C foarte judicios, știind că un beton cu prea multă sau cu prea puțină apă provoacă ruperea continuității transportului.

Atît la transportul pneumatic cît și la cel prin pompare se recomandă un beton cu tasarea mai mare cu 2 ... 3 cm decît tasarea prescrisă.

17. Punerea în operă a betonului

Pregătirea suprafeței de turnare comportă o tratare specială. În cazul că se betonează lamela în contact cu stînca, înainte de începerea betonării, după executarea operațiunilor specifice de excavare și curățire, se îndepărtează orice urmă de apă, prin suflare cu aer comprimat, și se toarnă un strat de mortar de 1 ... 3 cm grosime. Acest mortar se confecționează cu 500 ... 600 kg ciment/m^3. În cazul turnării unui beton proaspăt peste un beton întărit, pentru a se asigura caracterul monolit al construcției, se urmărește ca suprafața betonului întărit (a rostului de lucru) să fie plană, curată, să aibă un număr suficient de proeminențe ale agregatelor, iar părțile slabe de mortar și în special de ciment, să fie îndepărtate. Curățirea betonului se face cu un jet de aer comprimat amestecat cu apă, cînd betonul are o vîrstă de 4 ... 6 ore, și prin sablare, pentru betoane mai vechi. După executarea acestor operații suprafața se spală cu apă, se îndepărtează apa în exces și apoi se toarnă un strat de 1 ... 3 cm de mortar de ciment.

La șantierul *Poiana Uzului* s-au efectuat experimentări [9] privind tratarea rostului de lucru orizontal pentru cazuri speciale cînd nu s-a executat tratarea în intervalul de 4 ... 6 ore, sau cînd pe lamelă s-a circulat cu autocamioane. Ca metode de tratare s-au folosit buceardarea și sablarea. Buceardarea a prezentat dezavantajul provocării unor microfisuri în betonul întărit, iar sablarea suprafețelor, aplicată la un interval de 12 ... 24 ore, a eliminat acest inconvenient.

Punerea în operă a betonului se realizează în straturi orizontale de 30 ... 65 cm, în funcție de posibilitățile vibratoarelor, de intervalul de timp admis între așternerea a două straturi succesive, de productivitatea fabricii de beton, de mijloacele de transport și de punere în operă. Pentru realizarea înfrățirii celor două straturi, vibratorul pătrunde 5 ... 10 cm în stratul inferior, înainte ca acesta să fi început priza. Acest interval de timp se stabilește prin încercări de laborator, și este în general de ordinul a 2 ... 3 ore.

Modul de punere în operă și mai ales de vibrare joacă un rol deosebit, deoarece de atenția și conștiinciozitatea cu care se efectuează aceste operații depind în mare măsură calitățile betonului pus în operă. În acest scop se întocmește pentru fiecare lamelă o fișă specială de betonare care conține, pe lîngă alte elemente privind execuția lamelei conform proiectului, tipul de vibrator, grosimea stratului, temperatura betonului, distanța între punctele de vibrare. Vibrarea se execută prin introducerea vibratorului în poziție aproape verticală în betonul proaspăt și scoaterea lui lentă în aceeași poziție, cu o viteză de circa 8 cm/s, astfel ca în urmă să nu rămînă gaură în beton. Durata de vibrare este de 20 ... 60 s.

Vibratorul se introduce în puncte succesive, așezate în șah. Distanța între aceste puncte depinde de tipul vibratorului și de calitatea betonului, în general fiind cuprinsă între 30 și 60 cm. Momentul terminării prelucrării prin vibrare se poate stabili la încetarea tasării vizibile, la apariția de lapte de ciment la suprafață, la încetarea apariției de bășici de aer.

Pentru mărirea productivității operațiunii de vibrare se folosesc uneori baterii de vibratoare, montate pe tractoare special amenajate în acest scop.

La lucrările din România s-au folosit următoarele tipuri de vibratoare:

— *vibratoare Nötz:* frecvența 12 000 ... 14 000 vibrații/min; greutatea 70 ... 100 kg; randament 8 ... 15 m^3/oră; granula maximă 120 mm; adîncimea stratului de turnare 50 cm;

— *vibratoare Radeberg:* frecvența 8 600 vibrații/min; greutatea 27 kg; granula maximă 120 mm; adîncimea stratului de turnare 30 cm;

— *vibratoare I 50:* frecvența 5 700 vibrații/min; greutatea 20 kg; granula maximă 120 mm; adîncimea stratului de turnare 30 cm.

18. Decofrare și finisaj

În cazul construcțiilor masive, încărcarea suprafeței betonului se poate face la o rezistență a betonului la compresiune de 15 kg/cm^2, decofrarea pereților laterali la 25 kg/cm^2, iar a golurilor la 75 kg/cm^2. În cazul construcțiilor subțiri, decofrarea plăcilor, bolților, grinzilor și a cadrelor pînă la 2 m, respectiv peste 8 m deschidere, se poate face la o rezistență de 50%, respectiv 100%, din marca betonului [2].

Imediat după decofrare se efectuează un control riguros al suprafeței betonului pentru constatarea defectelor: cuiburi de segregări de agregate, găuri, bavuri etc. Se recomandă ca reparațiile și corectările să fie efectuate pe betonul mai tînăr.

19. Tratarea ulterioară a betonului

Tratarea ulterioară are drept scop împiedicarea uscării betonului. Pierderea de apă în fază prematură conduce la apariția de microfisuri la suprafața betonului (care în timp se pot transforma în fisuri), încetinește procesul de hidratare a cimentului și implicit maturizarea lui. Intensitatea uscării depinde de climat, anotimp și de forma construcției. Prevenirea acestor inconveniente se face prin udarea betonului și izolarea lui.

Udarea betonului se face prin stropirea cu apă a suprafețelor; ea începe la circa 6 ore de la sfîrșitul betonării și continuă cel puțin 14 zile. Stropirea se oprește numai în cazul umidității foarte ridicate a aerului (ploaie, ceață) sau în caz de îngheț. Udarea trebuie să fie continuă pentru a nu se produce cicluri de uscare-udare în perioada întăririi betonului. Se evită scurgerea apei de tratare prin rosturile dintre ploturi.

Izolarea se aplică în cazul suprafețelor mari terminate la care nu se poate executa udarea. Ea constă din acoperirea suprafeței de beton cu o peliculă de protecție, aplicată prin stropire, de obicei imediat după ce a dispărut luciul betonului. La lucrările românești s-a folosit în acest scop o soluție de bitum în benzină pentru protecția pereurilor de canale. Rezultate bune au dat soluțiile pe bază de emulsii de parafină, care neavînd culoarea neagră, încălzesc mai puțin suprafața betonului și nu supără sub aspect vizual [2].

20. Betonarea pe timp friguros

În mod convențional se consideră perioadă de timp friguros, perioada cînd temperatura aerului coboară sub 5°C. În condițiile din România betonarea cu măsuri restrictive se prevede în intervalul 15 noiembrie—15 martie, putînd fi modificată la altitudini peste 500 m în funcție de date climatice statistice.

Se recomandă ca betonarea să se execute la temperaturi exterioare peste 0°C. În mod excepțional se admit betonări sub această limită, cînd temperatura exterioară este cuprinsă între 0 și —5°C (uneori —10°C) și are tendință de urcare [10].

O măsură cu caracter general constă în accelerarea întăririi betonului astfel încît să atingă în termenul cel mai scurt rezistența minimă de la care înghețarea betonului nu mai este periculoasă (0,7 R_{28}). Se poate prevedea:

— folosirea cimenturilor superioare cu rezistențe inițiale mari, dar fără a mări dozajele;

— folosirea acceleratorilor de priză;

— folosirea unor betoane mai consistente, prin reducerea raportului A/C și compensarea lucrabilității prin plastifianți;

— mărirea duratei de malaxare cu 50% față de durata în condiții normale.

Temperatura minimă a betonului, imediat după turnare nu trebuie să coboare sub +5°C, ceea ce impune condiții speciale la preparare. Agregatele se dezgheață, iar apa se încălzește la temperatura rezultată din calculele termice. Cînd este necesar se încălzesc și agregatele, prin trecerea de abur prin serpentine montate în silozuri. Turnarea betonului trebuie să se facă continuu pentru a se evita înghețarea suprafeței stratului betonat care împiedică legătura cu stratul următor. Rosturile de lucru se protejează de îngheț prin acoperire, iar înainte de betonarea noii lamele rostul se încălzește cu abur sau cu nisip cald. Dacă se produce înghețarea betonului la rost, partea înghețată se încălzește și se înlătură prin cioplire. În situațiile în care protecția de rost aplicată provoacă o uscare a betonului, pentru a evita fisurarea prin contracție, se recomandă stropirea cu apă caldă sau asigurarea umidității cu abur saturat.

Acumularea de căldură, prin încălzirea componenților betonului la preparare, asigură în general păstrarea temperaturii necesare în perioada de întărire, dacă se asigură protecția prin învelișuri termoizolante. Cînd există totuși riscul ca priza să fie compromisă prin atingerea temperaturii de îngheț, se prevede încălzirea masei de beton prin circulație de abur în țevi înglobate în beton. Pentru a evita apariția de gradienți termici mari la fețele exterioare, este bine ca cofrajul să fie izolat termic.

Pentru a avea evidența calității betonului turnat în sezonul friguros, temperatura betonului se controlează din momentul preparării și pînă la decofrare. În afara epruvetelor prevăzute de prescripțiile uzuale pentru controlul caracteristicilor, se mai confecționează încă 6 epruvete suplimentare la turnarea fiecărei lamele.

§ 4. CONTROLUL CALITĂȚII BETOANELOR

21. Controlul agregatelor

Pentru respectarea condițiilor tehnice ale betoanelor hidrotehnice, impuse prin caietele de sarcini specifice fiecărei lucrări, este necesar să se efectueze pe șantier un control sistematic și permanent, în decursul întregului proces de betonare: recepția materialelor componente, prepararea betonului, punerea în operă, tratarea ulterioară.

Controlul agregatelor se efectuează în funcție de organizarea gospodăriei de agregate, atît în depozitele stației de sortare (primul control), cît și în cele ale fabricii de beton (al doilea control).

Primul control are caracter de recepție a agregatelor și verifică conținutul de impurități, forma granulelor, compoziția granulometrică a agregatelor pe sorturi etc.

Al doilea control are caracter tehnologic și verifică conținutul în părți levigabile și curba granulometrică (care pot suferi modificări sub efectul manipulării agregatelor) și umiditatea agregatelor. Acest ultim control este cel mai riguros și servește la alcătuirea rețetei de amestec a sorturilor pentru încadrarea în limitele medii ale curbei granulometrice stabilite pentru tipul de beton preconizat. Determinarea umidității servește la stabilirea cantității de apă ce trebuie adăugată la prepararea betonului, pentru a nu depăși raportul A/C prescris.

22. Controlul cimentului

Se efectuează obligatoriu de către laboratorul fabricii furnizoare pentru fiecare şarjă şi are caracter de recepţie. Acest control urmăreşte respectarea prevederilor standard sau a normei interne de fabricaţie pentru fiecare sort de ciment.

Este indicat să se efectueze şi un al doilea control direct pe şantier, cu caracter mai sumar, prin verificarea caracteristicilor fizice. Acestea se compară cu cele trecute în buletinul de calitate emis de furnizor. La lucrări hidrotehnice mari este indicată efectuarea prin sondaj a unor analize complete ale cimentului la un laborator de specialitate.

23. Controlul aditivilor

Controlul aditivilor se face pentru fiecare lot livrat, pe baza analizelor de laborator ale fabricii furnizoare şi pe baza verificărilor făcute pe şantier. Pe şantier se verifică eficacitatea şi constanţa calităţii aditivilor, urmărindu-se reproducerea rezultatelor obţinute în studiile preliminare, pe baza cărora s-a stabilit tipul şi procentul de aditiv pentru betonul respectiv [4]. Pentru aditivii plastifianţi se determină în acest scop tasarea şi lucrabilitatea betonului proaspăt, iar pentru aditivii antrenori de aer sau micşti se determină în plus conţinutul de aer oclus.

24. Controlul betonului

Controlul betonului se face în general în trei etape: controlul betonului proaspăt, al betonului întărit, şi al betonului pus în operă. Controlul betonului proaspăt şi al celui întărit se face pe probe prelevate pentru fiecare obiect de construcţie şi tip de beton, la locul de fabricaţie. Controlul betonului pus în operă se face pe betonul obiectului respectiv.

La controlul betonului proaspăt se verifică caracteristicile care sînt stabilite prin condiţiile tehnice, cum sînt tasarea, lucrabilitatea, densitatea aparentă, conţinutul de aer oclus.

La controlul betonului întărit se verifică corespondenţa între caracteristicile măsurate ale betonului executat şi prevederile tehnice conţinute în caietul de sarcini al lucrării sau obiectului.

Frecvenţa probelor pentru fiecare obiect şi tip de beton ce se pune în operă este recomandată prin caietul de sarcini de betonare al construcţiei. În tabelul 18-9 se prezintă aceste prescripţii pentru betoanele barajului arcuit *Paltinul*.

Seriile de probe recoltate urmăresc verificarea caracteristicilor fizico-mecanice (la compresiune, întindere, întindere din încovoiere), permeabilitatea, rezistenţa la îngheţ-dezgheţ şi dacă este cazul şi altele. Controlul se efectuează pe probe care au atins vîrsta de 90 zile, pentru rezistenţele mecanice şi gradul de impermeabilitate, şi vîrsta de 28 zile pentru rezistenţa la îngheţ-dezgheţ. La lucrările

TABELUL 18-9

Încercarea	Dimensiunile epruvetei (cm)	Nr. de epruvete prelevate	Vîrsta de încercare, (zile)	Observații
Compresiune	30×30×30	2×3	7 ... 90	pentru fiecare lamelă
Întindere	30×30×30	3	90	pentru fiecare lamelă
Întindere din încovoiere	20×20×80	3	90	săptămînal
Permeabilitate	20×20×20	2×6	7 ... 90	săptămînal
Gelivitate	20×20×20	2×6	28	lunar

importante se recomandă ca cel puțin pentru rezistențele mecanice, încercările de control să se facă și la alte vîrste (7, 28, 180 și chiar 360 zile). Rezistența la compresiune la 7 zile, ținînd seama de faptul că ea poate asigura un control operativ al calității betonului, trebuie întotdeauna determinată.

Dat fiind numărul mare de probe ce se prelevează, prelucrarea datelor se face pe bază statistică, avînd ca scop verificarea respectării condițiilor tehnice impuse betonului. Analiza statistică comportă determinarea valorilor caracteristice ale șirului de rezultate analizat și anume: $\bar{x}$ — media aritmetică, σ — abaterea medie pătratică, C_v — coeficientul de variație și S — asimilarea distribuției.

Prelucrarea statistică a rezultatelor obținute pe serii de probe de beton a scos în evidență că nu este suficient a avea în vedere numai un coeficient global de siguranță. Calitatea betonului trebuie să se aprecieze și după valoarea coeficientului de variație. În acest sens normele americane prevăd următorul criteriu de apreciere a calității betoanelor (tabelul 18-10).

TABELUL 18-10

Criteriu	Calitate			
	F. bună	Bună	Mediocră	Slabă
Coeficient de variație generală (%)	sub 10	10 ... 15	15 ... 20	peste 20

Coeficientul de variație generală se calculează cu valorile medii ale seriilor probelor de control. El constituie o rezultantă a variației caracteristicilor agregatelor, cimentului, aditivilor, raportului A/C, și a condițiilor de desfășurare a întregului proces tehnologic.

J. P. Stucky [11] introduce o nouă modalitate de apreciere a calității betoanelor fabricate. Renunțînd de asemenea la coeficientul de siguranță global, cu valori exagerat de mari, el propune drept criteriu probabilitatea ca într-un punct oarecare al construcției rezistența betonului să fie inferioară efortului efectiv. Valoarea acestei probabilități este dependentă de coeficientul de variație și de

abaterea medie pătratică, obținute prin prelucrarea statistică a șirului de date experimentale determinate pe epruvete, în condiții de laborator.

Considerînd rezistența medie la compresiune pe cuburi R_m ca fiind media aritmetică a rezultatelor înregistrate, coeficientul de siguranță corespunzător este $n_{0,5} = R_m/\sigma_a$, cu σ_a efortul de compresiune admis în calcul. Dacă P reprezintă asigurarea de depășire a valorii $R_b = \sigma_a$, $1 - P$ este tocmai probabilitatea de a obține o rezistență inferioară efortului de calcul. Pentru interpretarea rezultatelor se folosește reprezentarea grafică din figura 18-9.

În abscisă se indică valorile coeficientului de siguranță $n_{0,5}$, definit anterior, iar în ordonată coeficientul de variație C_v al șirului de valori obținut prin încărcările de compresiune pe cuburi. Probabilitatea $(1-P)$ ca rezistența de rupere la compresiune a betonului să fie mai mică decît efortul σ_a, se prezintă sub forma unui fascicul de drepte concurente în origine. Considerînd, spre exemplu, cazul unui baraj la care $n_{0,5}$ s-a ales egal cu 4, se vede că o dispersie a rezultatelor caracterizată de $C_v = 0,15$ conduce la $1-P$ (risc de cedare) egal cu 10^{-7}, iar o dispersie caracterizată de $C_v = 0,10$ la un risc extraordinar de mic, $1-P = 10^{-14}$. Rezultă că pentru a micșora riscul de cedare trebuie redus coeficientul de variație ce se obține prin încercările de laborator. Pentru șantiere bine echipate C_v trebuie să se găsească în limitele 0,10 ... 0,15: 0,15 pentru dozaje de ciment mai reduse, 140 ... 180 kg/m³, 0,10 pentru dozaje mai ridicate, 250 ... 300 kg/m³.

În tabelul 18-3 sînt prezentate rezultatele globale ale încercărilor distructive pe probele prelevate la execuția barajului *Vidraru*, comparativ cu prescripțiile tehnice impuse pentru fabricarea betonului. Se constată că betoanele se situează în categoria de calitate bună spre foarte bună, ceea ce reprezintă o bună stăpînire a fluxului tehnologic la fabricarea betonului.

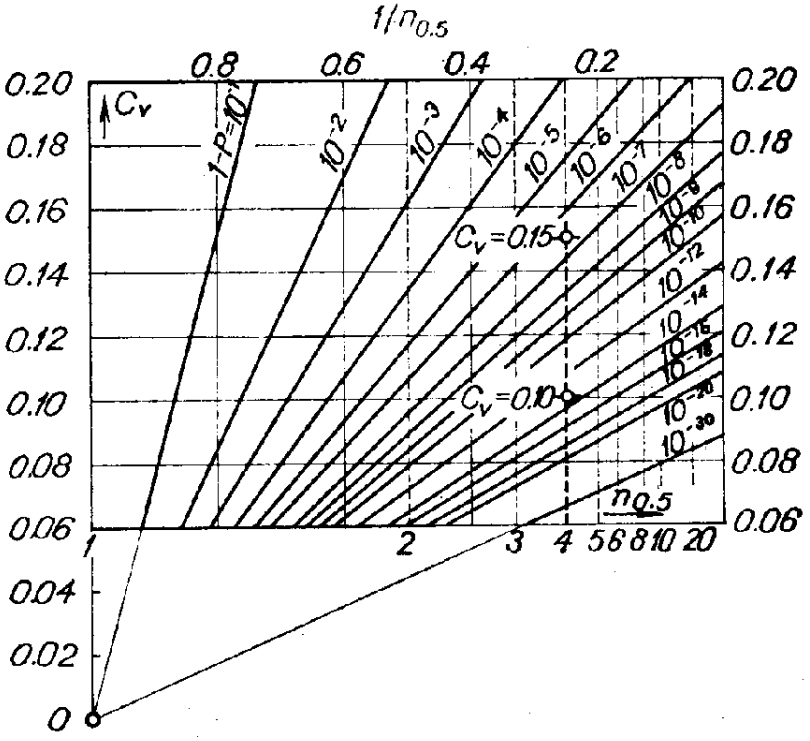


Fig. 18-9. Probabilitatea 1-P de obținere a unui rezultat inferior efortului de calcul σ_a.

Instrucțiunile departamentale M.E.E. [4] prevăd un sistem operativ de control al constanței calității betoanelor, prin urmărirea proporției de rezistențe mecanice (medii pe o serie de probe) care se găsesc lunar sub marcă, limitîndu-le la:

15% pentru $R_b \leqslant 200$ kg/cm^2, respectiv $R_t \leqslant 15$ kg/cm^2;

10% pentru $R_b > 200$ kg/cm^2, respectiv $R_t > 15$ kg/cm^2.

Acest mod de control este acoperitor față de condițiile standardizate pînă la valori ale lui C_v de 16 ... 17%, pentru distribuții simetrice ($S/C_v = 0$), și pînă la valori C_v de 20 ... 21%, în cazul unei distribuții asimetrice ($S/C_v = 1$) pozitive. Coeficienții uzuali pentru betonul hidrotehnic variind în general în aceste limite, condiția de mai sus poate fi utilizată pentru controlul calității betonului pe parcursul lucrării.

Un control preliminar se poate face prin urmărirea rezistenței betonului la 7 zile, impunîndu-se ca ea să nu scadă sub 0,5 R_7(R_7 = rezistența la 7 zile, corespunzătoare mărcii cerute). Dacă nu este respectată această condiție este necesară analizarea situației și luarea măsurilor corespunzătoare.

Controlul betonului pus în operă se realizează cu frecvență mai redusă. Această formă de control se practică totuși sistematic și ori de cîte ori controlul operativ conduce la concluzii nesatisfăcătoare.

Controlul betonului pus în operă se poate executa prin metode distructive sau nedistructive. Pentru prima metodă se extrag carote de beton, cu ajutorul unor foreze speciale, cu diametru de 3 ... 4 ori mai mare decît granula maximă a betonului, pentru a se evita împrăștieri mari ale rezultatelor. Pentru metoda nedistructivă se folosesc procedee de duritate superficială, acustice, sau combinate. În prima categorie se folosesc aparate de recul, de tipul sclerometrului *Schmidt*. În categoria a doua intră aparate acustice de impuls, cu care se poate detecta și prezența în beton a golurilor, fisurilor, sau a zonelor de segregare.

§ 5. ZONAREA ȘI LAMELAREA BARAJELOR

25. Generalități

Prin zonarea betoanelor se înțelege modul în care acestea sînt repartizate în corpul unui baraj. Prevederea de betoane cu dozaje și calități diferite reprezintă în general o măsură rațională prin care se ține seama de felul în care sînt solicitate diferite părți ale barajului. Astfel, la paramentul amonte se utilizează un beton impermeabil, la paramentul aval un beton rezistent la acțiunea agenților atmosferici, la partea inferioară un beton de marcă ridicată, funcție de eforturile care acționează aici, iar la partea superioară un beton de marcă inferioară. Betonul din corpul barajului, pe lîngă rezistență mecanică și durabilitate, trebuie să aibă o exotermie cît mai scăzută, fiind în primul rînd expus fisurării [1].

În unele cazuri, zonarea betoanelor îngreuiază execuția și nu aduce o economie a costului lucrării. De aceea, această problemă trebuie rezolvată de la caz la caz, funcție de tipul și dimensiunile barajului, de condițiile de execuție și de modul în care va fi exploatat.

26. Principiile zonării

Impermeabilitatea paramentului amonte se realiza în trecut prin:

— aplicarea unui strat de 5 ... 6 cm de torcret pe o plasă metalică, fixată de beton;

— spoirea cu vopseli bituminoase, care cereau o întreţinere periodică;

— zidirea unei căptuşeli de moloane de piatră, rezistentă la acţiunea apelor agresive; acest procedeu a evoluat în timp, înlocuindu-se cu blocuri sau plăci de beton prefabricate.

În prezent, în cazul barajelor de proporţii mari, protecţia se asigură printr-un strat de beton impermeabil de 2 ... 4 m grosime, turnat în cofraje căptuşite cu tablă sau eventual vacuumate.

Paramentele aval se protejează în mod obişnuit printr-un strat de beton rezistent la acţiunea agenţilor atmosferici şi cu deosebire la fenomenul de îngheţ-dezgheţ. Cînd acest parament serveşte şi ca suprafaţă deversoare, care descarcă o dată cu debitul lichid şi aluviuni mari sau gheaţă, betonul trebuie să fie foarte compact şi rezistent la acţiunea de uzură. Această calitate se obţine vacuumînd suprafaţa exterioară (procedeu folosit la deversorul barajului *Poiana Uzului*), sau întrebuinţînd agregate provenite din roci dure vulcanice.

Betonul care se toarnă în fundaţii trebuie să aibă rezistenţă mecanică ridicată, să fie impermeabil şi să nu se degradeze sub acţiunea apelor de infiltraţie, să fie rezistent la acţiunea agresivă a apelor (dacă acestea au fost semnalate în perioada studiilor sau a execuţiei).

La coronamentul barajelor de greutate, care este mai puţin solicitat, betoanele au de obicei dozaje mai mici. La partea superioară se prevede o îmbrăcăminte asfaltică care poate deservi şi circulaţia. Apele meteorice se evacuează prin rigole şi conducte de colectare în lacul de acumulare.

27. Zonarea betoanelor la barajele de greutate

Principiile după care s-au distribuit betoanele şi s-au protejat paramentele la barajele construite în trecut au variat destul de mult. Exemplele schiţate în figura 18-10 ilustrează acest lucru. În toate cazurile, în zona paramentului amonte şi a fundaţiei s-au prevăzut dozaje mai ridicate.

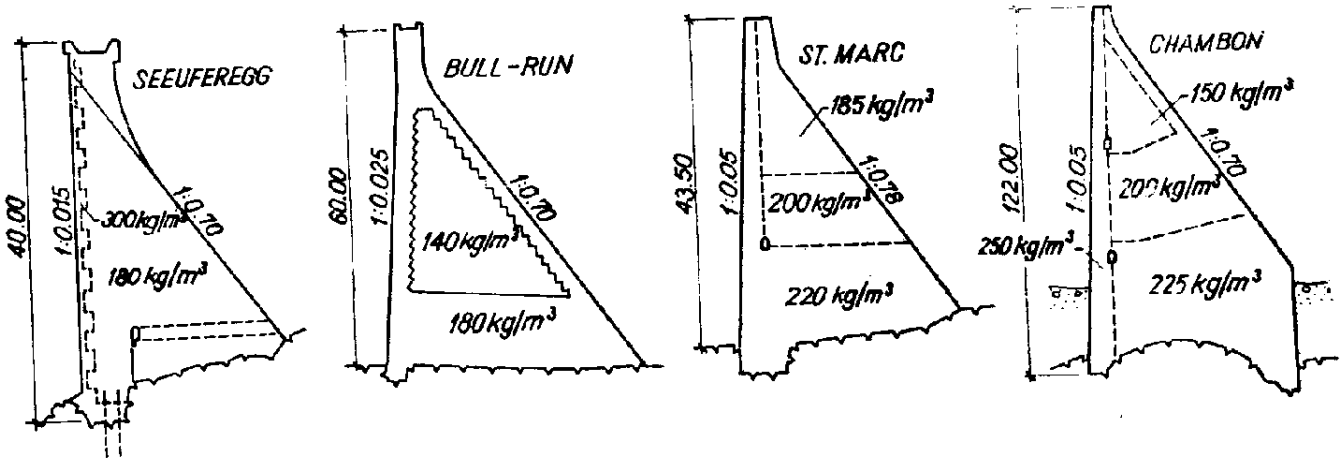


Fig. 18-10. Exemple de zonare a betoanelor.

Un exemplu de distribuție rațională a betoanelor îl oferă barajul *Izvorul Muntelui* — Bicaz (v. fig. 18-14). Pentru o mai bună legătură între diferitele betoane, suprafețele de contact s-au realizat în ștrepi.

28. Zonarea betoanelor la barajele arcuite

La barajele cu dimensiuni mai reduse, din motive de rezistență și pentru simplificarea execuției, se recomandă adoptarea unui singur tip de beton, cu dozaj de ciment constant. La barajele cu dimensiuni și volume mari, zonarea betoanelor este rațională și are eficiență economică. În aceste cazuri se face distincție între betonul de parament, de calitate superioară și betonul din corpul barajului, mai puțin pretențios. Astfel, la barajul *Pieve di Cadore*, betonul de parament are 250 kg ciment/m³, iar cel din corp 200 kg ciment/m³; la barajul *Zervreila*, betonul de parament are 280 kg ciment/m³, iar cel din corp 200 kg ciment/m³.

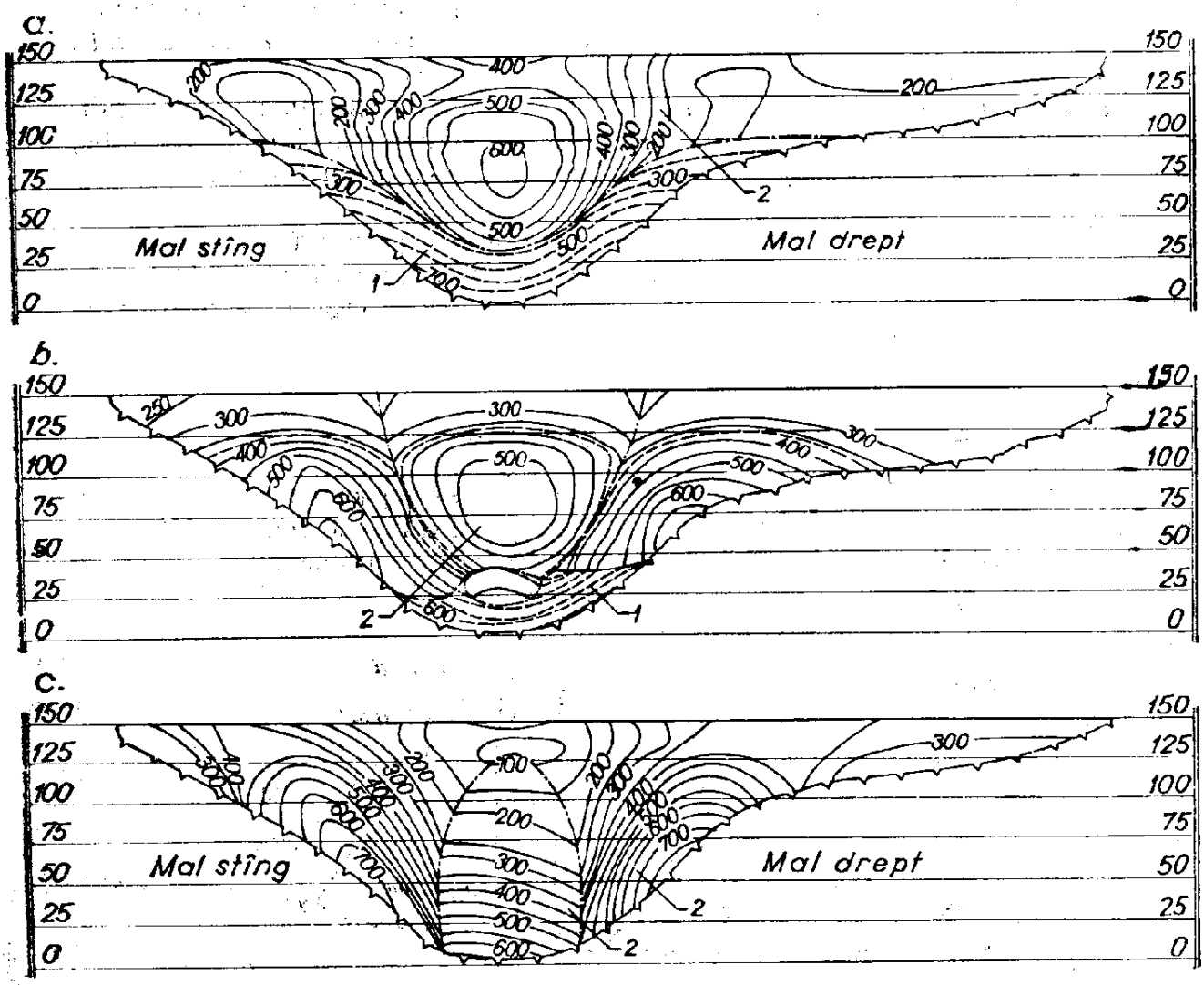


Fig. 18-11. Linii de egal efort (t/m²) pentru stabilirea mărcii betonului la barajul Moiry:
a — parament amonte; *b* — zona de interior; *c* — parament aval; *1* — efectul greutății proprii; *2* — efectul cumulat al greutății proprii, impingerii apei și al temperaturii.

Zonarea raţională a betoanelor la barajele arcuite mari are la bază analiza stării de eforturi principale de la paramente şi din corpul lor. O astfel de analiză permite examinarea zonării betoanelor nu numai în secţiune transversală, dar şi pe toată suprafaţa barajului arcuit.

În acest sens se menţionează studiile efectuate de *J. P. Stucky* [12] pentru zonarea betoanelor la barajul *Moiry* (fig. 18-11).

Pentru asigurarea durabilităţii construcţiei s-a prevăzut la cele două paramente, pe o grosime minimă de 3,50 m, un beton de dozaj ridicat (250 kg ciment/m^3).

În interiorul barajului dozajele s-au stabilit în funcţie de eforturile principale maxime de compresiune. Unind punctele de aceeaşi valoare a efortului principal de compresiune, separat pentru paramentele amonte, aval şi mijloc, s-au obţinut diagramele din figura 18-11. Pentru barajul *Moiry* au rezultat următoarele solicitări maxime: betonul paramentului amonte 75 kg/cm^2, betonul de interior 65 kg/cm^2, betonul paramentului aval 75 kg/cm^2. Ca urmare, dozajul betonului de interior a fost ales ceva mai scăzut.

În ipoteza încărcărilor fundamentale se constată că zonele superioare de la umerii barajelor arcuite sînt în general mai puţin solicitate decît restul, şi deci se pot folosi în aceste zone betoane cu dozaje mai reduse de ciment.

29. Zonarea betoanelor la barajele cu contraforţi

La barajele cu contraforţi, zonarea betoanelor are la bază principiile enunţate anterior. Ea a evoluat în timp pe măsura răspîndirii şi diversificării constructive a acestui tip de baraj.

Unul din primele baraje cu contraforţi — barajul *Dixence*, conceput de *A. Stucky*, intrat în funcţiune în 1935 — a avut o zonare amănunţit studiată care a condus la utilizarea a trei tipuri de betoane (fig. 18-12, *a*).

Pentru regiunile mai solicitate din baraj (fundaţia contraforţilor de înălţime mare) betonul a fost realizat cu dozajul de 280 kg ciment/m^3, pentru a realiza un coeficient de siguranţă egal cu 5 faţă de eforturile maxime de compresiune. Acelaşi tip de beton s-a utilizat şi pentru placa amonte sub cota 61,00, unde s-au impus condiţii de impermeabilitate.

Pentru regiunile supuse la eforturi moderate (partea centrală a contraforţilor) şi pentru zonele supuse la variaţii de temperatură exterioară (placa aval şi coronamentul) s-a folosit un beton cu dozaj de 250 kg ciment/m^3. Pentru restul lucrării betonul a avut un dozaj de 200 kg ciment/m^3, în acest caz rezistenţa minimă a betonului depinzînd de valoarea eforturilor efective. Protecţia paramentelor amonte şi aval s-a realizat printr-o zidărie de moloane, cu un volum total de 39 200 m^3.

Barajele cu contraforţi ciupercă construite în România au fost executate din două sorturi de betoane: un beton cu dozaj mai ridicat în zona ciupercii, care să îndeplinească condiţiile de rezistenţă, permeabilitate şi gelivitate; un beton cu dozaj mai scăzut pentru contraforţi, care să îndeplinească condiţiile de rezistenţă şi durabilitate.

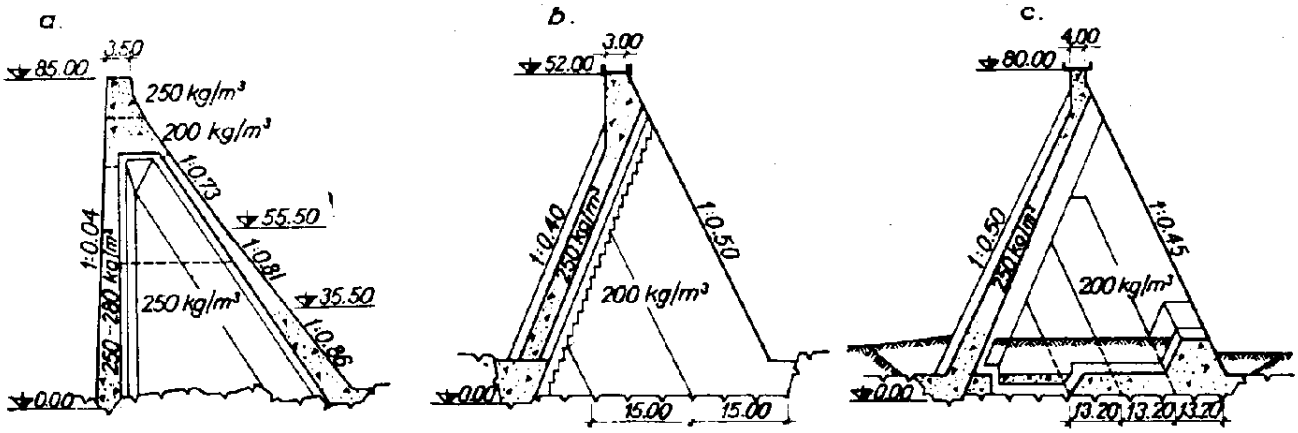


Fig. 18-12. Zonarea betoanelor la barajele cu contraforți:
a — Dixence; *b* — Strîmtori — Firiza; *c* — Poiana Uzului.

Barajul *Secul—Reșița*, intrat în funcțiune în 1963, a fost executat din betoane cu dozaje de 225 kg ciment Portland/m³ pentru zona ciupercii și cu dozaje de 200 kg ciment Portland/m³ pentru zona contrafortului.

Barajul *Strîmtori—Firiza* (fig. 18-12, *b*), intrat în funcțiune în 1964, și barajul *Poiana Uzului* (fig. 18-12, *c*), intrat în funcțiune în 1972, au fost executate din betoane cu dozaje de 250 kg ciment Portland/m³ pentru zona ciupercii și cu dozaje de 200 kg ciment Portland/m³ pentru zona contrafortului.

Tendințele actuale în domeniul zonării barajelor cu contraforți sînt de a executa întreg barajul din betoane cu același dozaj de ciment. Un exemplu în acest sens este barajul *Farahnaz Pahlavi* — Iran, $H = 102$ m, volum de beton 770 000 m³, intrat în funcțiune în 1965, care a fost executat din betoane cu dozaj de 230 kg ciment/m³.

30. Lamelarea betoanelor

Împărțirea unui baraj în ploturi componente, separate prin rosturi de dilatație, turnarea betonului în lamele de înălțime redusă, împreună cu o tehnologie specială a procesului de punere în operă, reprezintă mijloacele curente prin care se caută a se obține betoane nefisurate, cu caracter de monolit.

Pentru degajarea mai ușoară a unei părți însemnate din căldura de hidratare a cimentului, un *plot* se împarte în *lamele* orizontale de 1,0 ... 2,0 ... 3,0 m înălțime. Pentru preîntîmpinarea fisurării se recomandă ca primele lamele în contact cu roca, pe o înălțime de cîțiva metri, să fie împărțite în *sublamele*, cu grosimea pe jumătate din a celor curente. La majoritatea barajelor construite în România s-au prevăzut lamele cu înălțimea de 2 m, fapt care a permis modularea cofrajelor și reutilizarea lor la mai multe lucrări.

Dacă cantitatea de beton pe care o cuprinde o lamelă este prea mare (cazul clasic al barajelor de greutate), aceasta se poate împărți la rîndul ei în *blocuri*. Această împărțire este strîns legată de productivitatea fabricii de beton și de mijloacele de punere în operă.

Suprafaţa orizontală dintre două lamele se numeşte *rost orizontal de lucru*, iar suprafaţa dintre două blocuri din cadrul aceleiaşi lamele se numeşte *rost înclinat de lucru*. Rosturile de lucru comportă o tratare specială, aşa cum s-a arătat mai înainte.

Timpul dintre betonarea a două lamele suprapuse, denumit *pauză tehnologică*, este de ordinul a 3 ... 7 zile şi se stabileşte pe baza unor calcule termice.

În figura 18-13 se arată modul în care a fost împărţit în blocuri profilul barajului de pe *Nipru*. Înălţimea unei lamele a atins 5 m.

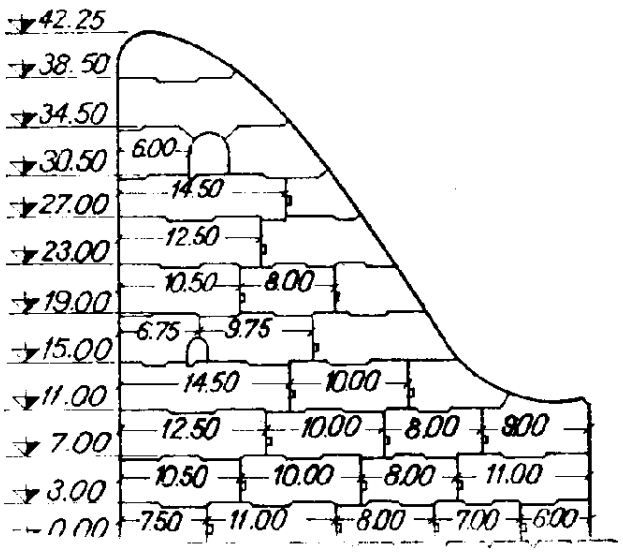


Fig. 18-13. Lamelarea barajului de pe Nipru.

Înălţimea lamelelor barajului *Izvorul Muntelui* a fost de 2 m (fig. 18-14). Ele au fost turnate în straturi de 30 ... 50 cm grosime. Grosimea stratului a rezultat din condiţia ca revenirea cu stratul imediat superior să se facă înainte

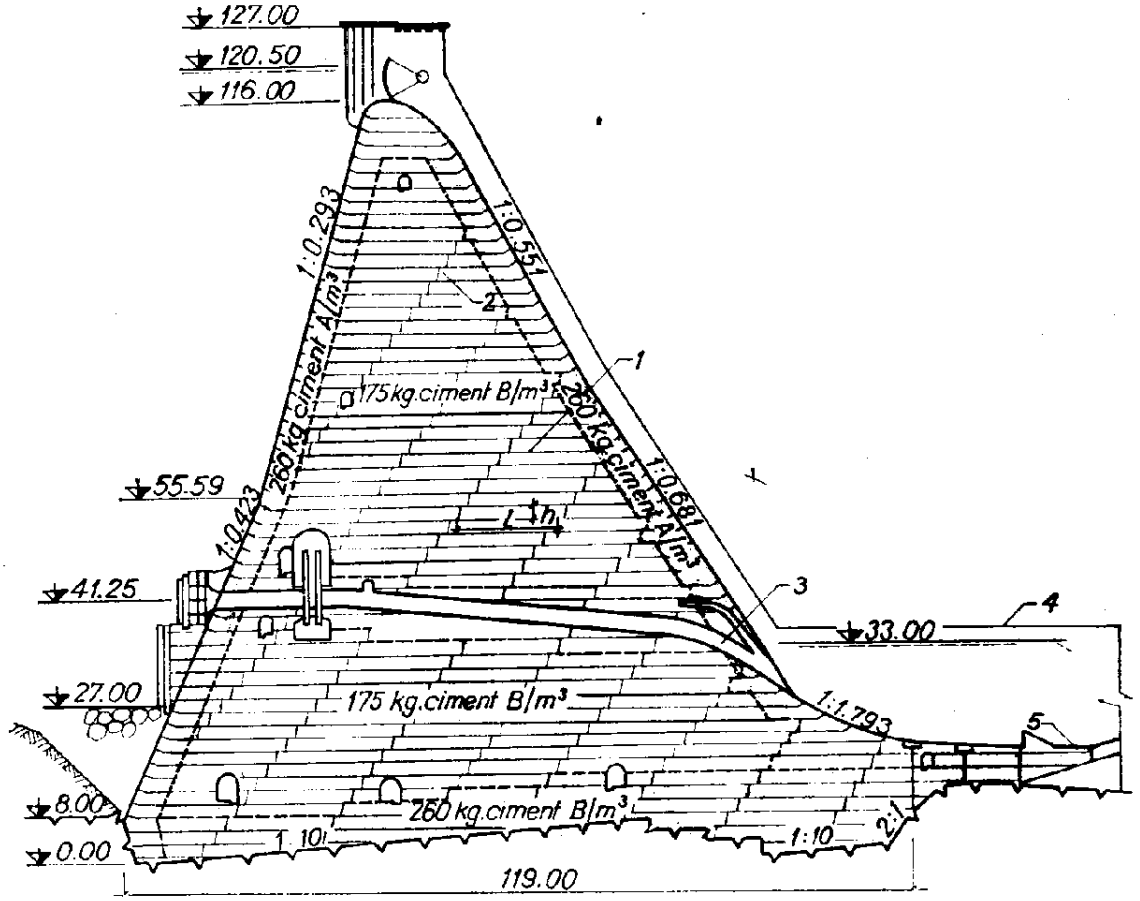


Fig. 18-14. Lamelarea şi zonarea barajului Izvorul Muntelui-Bicaz:

1 — rost de lucru orizontal; *2* — rost de lucru înclinat; *3* — golire de fund; *4* — zidul de gardă al disipatorului; *5* — radier disipator.

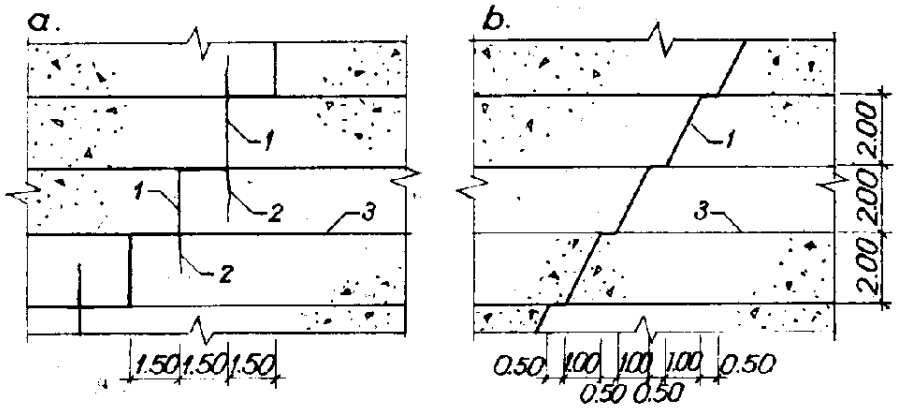


Fig. 18-15. Dispoziția rosturilor verticale de lucru de la barajul Izvorul Muntelui-Bicaz:
a — inițială; *b* — modificată; *1* — rost între blocuri; *2* — fisuri; *3* — rost orizontal de lucru.

de începerea prizei (2 ... 3 ore). După terminarea betonării și a tratării rostului de lucru, suprafața lamelei s-a protejat cu rogojini sau prelate și s-a menținut în stare umedă pînă la turnarea lamelei următoare.

În timpul turnării barajului, cam după o zi de la terminarea prizei, s-a observat apariția unor fisuri în continuarea rosturilor verticale de lucru, care fragmentau lamela în blocuri (fig. 18-15, *a*). Fisurile erau amorsate de împiedicarea respirației rostului la contactul cu lamela turnată anterior. Pentru eliminarea fisurației s-a redus porțiunea orizontală între două rosturi succesive și s-a renunțat la tratarea după betonare a acestei porțiuni. Aspectul rosturilor verticale, astfel orientate, este prezentat în figura 18-15, *b*.

§ 6. PROBLEMELE TERMICE ALE BETOANELOR MASIVE

31. Evoluția temperaturilor

Prin caracterul lor masiv, construcțiile hidrotehnice împiedică disiparea căldurii de hidratare a cimentului. Acest fenomen conduce la creșterea temperaturii betonului în perioada întăririi lui, iar pe măsura răcirii în timp a acestuia, la dezvoltarea unui cîmp de eforturi termice, uneori amplificat de variațiile temperaturii aerului și apei. Creșterile de temperatură au un caracter rapid în primele zile de la turnare (fig. 18-16). Ele pot să atingă vîrfuri de 20 ... 30°C, după care urmează faza de răcire care, în funcție de condițiile locale, se extinde pe cîțiva ani de zile. Cîmpul de eforturi termice poate duce, în cazul cînd nu este controlat, la deschiderea rosturilor de lucru sau la apariția de fisuri. Dacă acestea sînt în contact cu apa din lac, pot da naștere la solicitări suplimentare care reduc eforturile de compresiune și le măresc pe cele de tensiune.

Măsurătorile efectuate la barajul *Izvorul Muntelui*, au arătat că temperatura betonului în mijlocul unui bloc proaspăt turnat prezintă un maxim la 3 ... 4 zile de la betonare, după care ea începe să scadă foarte lent. După betonarea lamelei superioare efectuată după 3 la 10 zile, temperatura a crescut din nou, depășind cu 1 ... 2°C maximul precedent. Temperatura maximă măsurată în zona para-

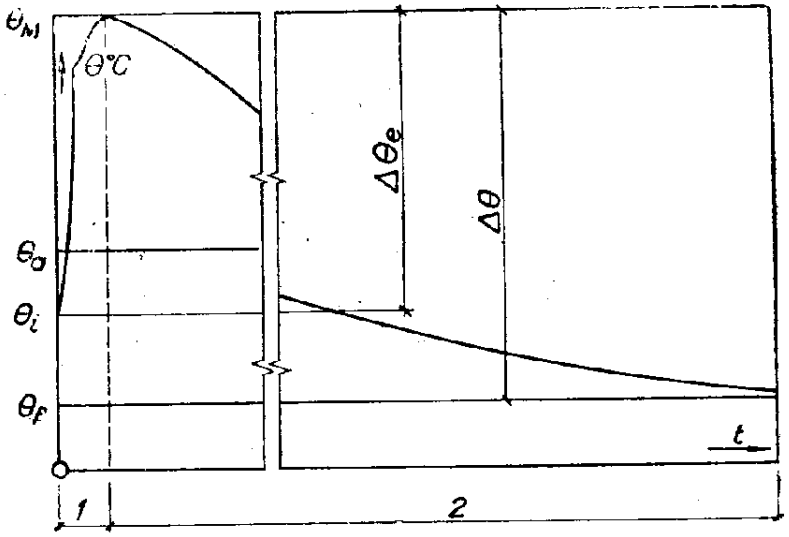


Fig. 18-16. Variaţia în timp a temperaturii betonului după turnare:

θ_M — temperatura maximă a betonului; θ_a — temperatura aerului la punerea în operă a betonului; θ_i — temperatura iniţială a betonului la punerea în operă; θ_f — temperatura finală de stabilizare (media multianuală); $\Delta\theta$ — — salt termic; $\Delta\theta_e$ — variaţia temperaturii betonului; *1* — zonă de încălzire (caracter rapid, durată cîteva zile); 2 — zonă de răcire (caracter lent, durată ani de zile)

mentelor a fost de 37,5°C, reprezentînd o creştere faţă de temperatura de turnare de 23°C, iar pentru betonul din interiorul barajului temperatura maximă măsurată a fost de 33°C, saltul de temperatură fiind de 18°C [13].

Modul în care au variat temperaturile medii lunare în plotul 13 al barajului *Izvorul Muntelui* este arătat în figura 18-17. Se constată că în perioada iulie 1960—ianuarie 1963, temperatura maximă din mijlocul plotului a scăzut în medie cu 4°C pe an, zona de maxim deplasîndu-se spre aval, ca urmare a efectului de răcire a lacului.

32. Factorii care determină starea termică a betonului

Principalii factori care determină starea termică a betonului sînt:
— compoziţia betonului;
— condiţiile climatice ale microregiunii;
— dimensiunile generale ale construcţiei;
— schema şi ritmul de punere în operă a betonului;
— răcirea betonului;
— măsurile de izolare şi protecţie.

Compoziţia betonului influenţează starea termică a unei construcţii atît prin dozaj cît şi prin tipul de ciment folosit. Comportarea termică a betonului este caracterizată de următorii parametri:

— Coeficientul de conductibilitate termică λ în kcal/m.h.°C, dependent în principal de conţinutul şi natura agregatului mare, cu valori cuprinse între 2,0 şi 3,0;

— Căldura specifică c, în kcal/kg.°C, dependentă direct proporţional de raportul apă/ciment, cu valori cuprinse între 0,22 şi 0,26;

— Coeficientul de difuzibilitate termică a, în m^2/h egal cu $\lambda/c\gamma$, unde γ este greutatea specifică a betonului;

— Coeficientul schimbului de căldură (convecţie) β, în kcal/m^2.h.°C, între suprafaţa betonului şi mediul exterior, cu valori cuprinse între 15 şi 25.

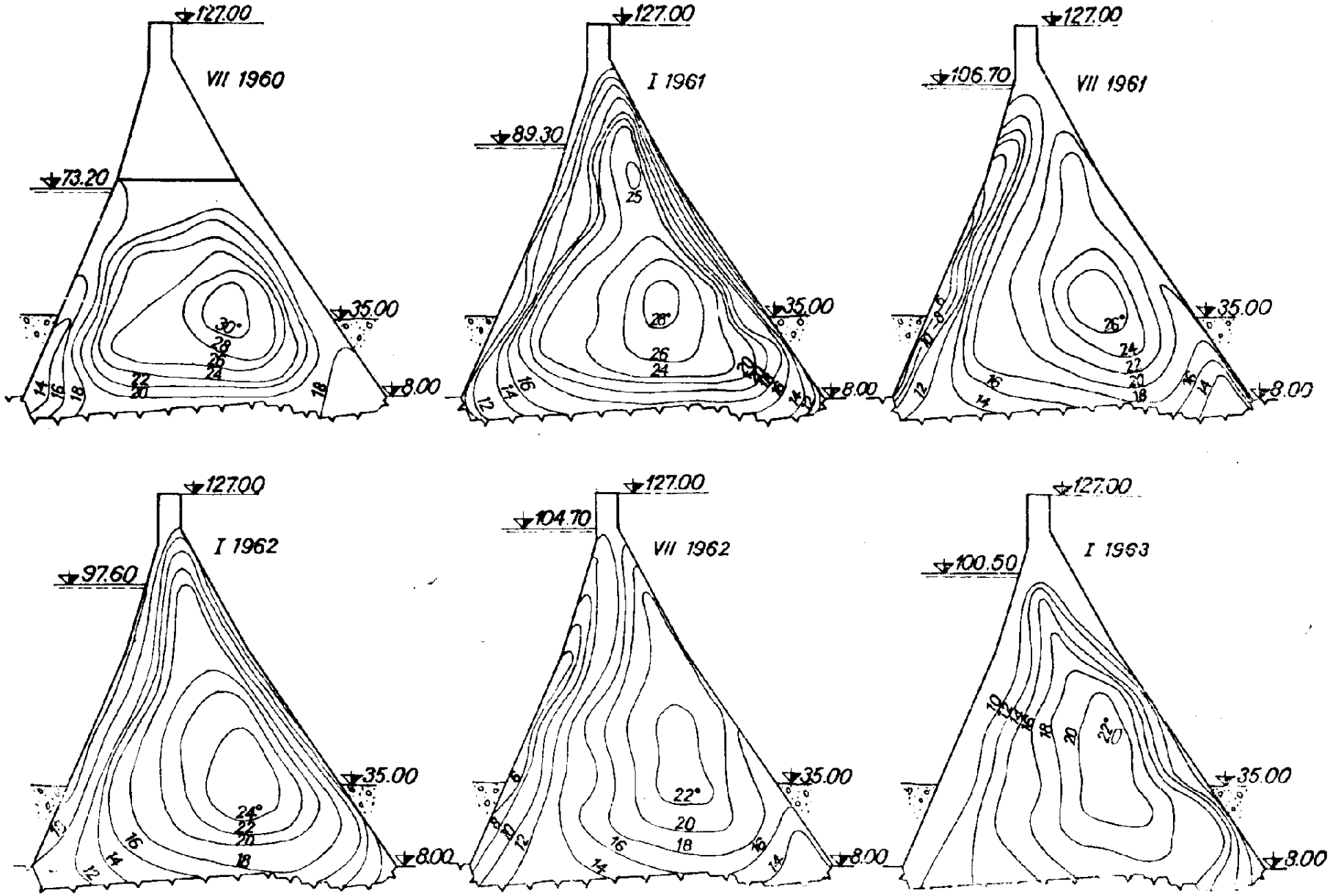


Fig. 18-17. Variația temperaturilor betonului proaspăt la barajul Izvorul Muntelui.

Condiţiile climatice ale microregiunii se reflectă în starea termică a construcţiei masive prin temperatura medie multianuală (θ_f), spre care tinde în final temperatura construcţiei şi prin amplitudinea anuală a temperaturii aerului faţă de temperatura medie. Cea mai semnificativă din mulţimea valorilor temperaturii aerului este media chenzinală a maximului de vară (θ_a). Studii efectuate pe teritoriul ţării noastre [14] au arătat că între ($\theta_a - \theta_f$) şi altitudine există relaţia din tabelul 18-11.

TABELUL 18-11

H_{mdM}	100 m	600 m	1 600 m
$\theta_a - \theta_f$	15°C	13°C	12°C

Dimensiunile generale ale construcţiei, influenţează temperatura maximă a betonului numai în măsura în care se creează suprafeţe mai mari de răcire. Dimensiunile afectează însă temperatura finală a construcţiei, care la grosimi mici nu mai este constantă şi egală cu temperatura medie multianuală, ci oscilează în jurul acesteia cu un anumit defazaj faţă de variaţia temperaturii aerului.

Schema şi ritmul de betonare limitează creşterea necontrolată a temperaturii betonului, prin reducerea înălţimii lamelelor şi prin mărirea pauzei între betonarea a două lamele suprapuse. Pauze tehnologice mai mari de 15 ... 18 zile duc însă la o întărire prea intensă a lamelelor inferioare, creînd în lamelele superioare eforturi de întindere periculoase.

Răcirea artificială a betonului este o metodă eficace de reglare a stării termice a acestuia. Ea poate fi realizată fie la fabricarea betonului, prin răcirea componenţilor săi, fie după punerea în operă a betonului, prin circulaţia de apă rece prin serpentine dispuse în masa betonului.

Măsurile de izolare şi protecţie au ca scop reducerea gradienţilor termici şi evitarea şocurilor bruşte de temperatură.

33. Determinarea saltului termic

Starea termică provocată de căldura de hidratare a cimentului în corpul construcţiilor masive depinde de mai mulţi factori. Temperatura betonului urmăreşte în evoluţia ei o schemă cu trei puncte caracteristice (v. fig. 18-16): temperatura iniţială θ_i, temperatura maximă θ_M, temperatura finală de stabilizare θ_f. Creşterea temperaturii de la valoarea iniţială la valoarea maximă se face rapid, iar scăderea la valoarea finală se face lent. Această scădere $\Delta\theta = \theta_M - \theta_f$, numită salt termic, este elementul care generează variaţia de volum.

Determinarea valorii maxime θ_M se face rezolvînd ecuaţia *Fourier*, cu izvoare de căldură interioară uniform distribuite. Dată fiind masivitatea lamelelor de beton, fenomenul se studiază unidimensional:

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = a\frac{\partial^2\theta}{\partial x^2} + \frac{M(t)}{\gamma c} \qquad (1)$$

unde:

$\theta = \theta(x, t)$ — temperatura într-un punct la un moment dat;
$M(t)$ — funcţia de variaţie în timp a temperaturii cimentului.

Pentru condiția limită se ia condiția de speța a treia

$$-\lambda \frac{\partial \theta_s}{\partial n} = \beta(\theta_s - \theta_a) \qquad (2)$$

unde:

n — normala la suprafață;
λ — coeficientul de conductibilitate a betonului;
β — coeficientul de convecție beton-aer;
θ_s — temperatura la suprafața betonului;
θ_a — temperatura aerului.

Rezolvarea acestei probleme se poate face cu ajutorul calculatoarelor electronice, luînd în considerație temperatura variabilă a aerului, pauze tehnologice variate între lamele etc.

În diagrama din figura 18-18 se prezintă rezultatele obținute pentru următoarele caracteristici termice [14]:

$\lambda = 2{,}4$ kcal/m.h.°C; $a = 4 \cdot 10^{-3}$ m²/h; $c = 0{,}24$ kcal/kg.°C;
$\gamma = 2\,500$ kg/m³; $\beta = 20$ kcal/m.h.°C.

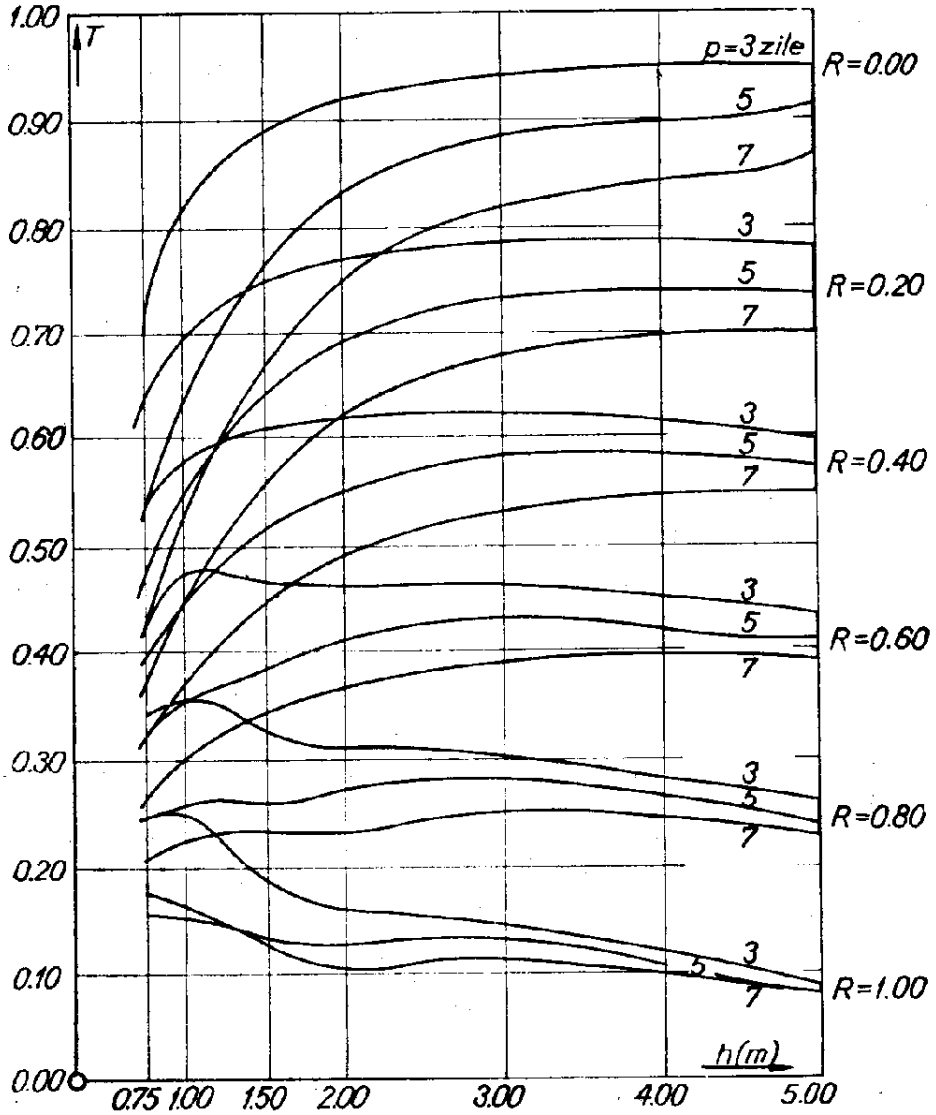


Fig. 18-18. Variația factorului de reducere T în funcție de înălțimea lamelei h, de ciclul tehnologic p și de coeficientul intensității răcirii R.

Temperatura exterioară a aerului a fost considerată constantă. Notaţiile folosite sînt următoarele:

$$\Delta\theta = \theta_i + \Delta\theta_e - \theta_f \tag{3}$$

în care: θ_i, θ_f — temperatura iniţială, respectiv cea finală a betonului;

$\Delta\theta_e$ — variaţia temperaturii betonului datorită căldurii de hidratare şi diferenţei între temperatura aerului şi cea iniţială a betonului (răcirii betonului); această variaţie de temperatură se mai poate exprima sub forma:

$$\Delta\theta_e = K\theta_0 + K'(\theta_a - \theta_i) \tag{4}$$

în care: θ_0 — creşterea adiabatică a temperaturii betonului provocată de căldura de hidratare;

θ_a — temperatura aerului în perioada de betonare, în general media chenzinală de vară;

K şi K' — parametri care exprimă abaterea de la condiţiile adiabatice funcţie de ritmul de execuţie (înălţimea lamelei h, şi ciclul tehnologic p).

Creşterea adiabatică a temperaturii betonului se poate determina cu relaţia:

$$\theta_0 = \frac{1}{c\gamma} CD \tag{5}$$

unde:

C — dozajul de ciment, în kg/m³;

D — căldura de hidratare la 28 zile, în kcal/kg, care pentru cimenturile din România este 1,15 D la 7 zile;

c, γ — căldura şi greutatea specifică a betonului, în kcal/kg.°C, respectiv kg/m³.

Ţinînd seama de relaţia (4) saltul termic devine:

$$\Delta\theta = \theta_a - \theta_f + T\theta_0, \tag{6}$$

în care:

$$T = K + K'R \quad \text{şi} \quad R = (\theta_a - \theta_i)/\theta_0.$$

Relaţia (6) conţine sintetic ansamblul factorilor care influenţează starea termică a betonului. Termenul $(\theta_a - \theta_f)$ exprimă influenţa factorilor climatici, factorul θ_0 tehnologia betonului (dozajul şi căldura de hidratare a cimentului), factorul T tehnologia de execuţie şi ritmul de execuţie, iar factorul R intensitatea răcirii.

Avînd precizat saltul termic admisibil $\Delta\theta$, tipul D 28 şi dozajul C al cimentului, temperatura la betonare θ_a şi temperatura finală θ_f egală cu temperatura medie multianuală din amplasament, cu relaţia (6) se determină T. Din diagrama din figura 18-18 se determină pauza tehnologică la diverse înălţimi ale lamelei funcţie de intensitatea răcirii iniţiale a betonului R. Se remarcă faptul că pauza tehnologică creşte odată cu înălţimea lamelei şi depinde esenţial de răcirea iniţială a betonului prin intermediul factorului R.

34. Răcirea inițială a betonului

Răcirea inițială a betonului, comportă răcirea numai a unor componenți sau a tuturor. Temperatura betonului se poate determina cu formula:

$$\theta_i = \frac{c_{Ag}\Sigma\theta_{Ag}Ag + c_c\theta_c C + \theta_A A + \Sigma\theta_{A'}A'}{c_{Ag}\Sigma Ag + c_c C + A + \Sigma A'} \tag{7}$$

în care:

c_{Ag}, c_c — căldura specifică a agregatelor, respectiv a cimentului, în kcal/kg.°C;

Ag, θ_{Ag} — greutatea diferitelor sorturi de agregate conținute într-un m³ de beton, în kg/m³ și temperaturile lor, în °C;

C, θ_c — dozajul de ciment, în kg/m³ și temperatura cimentului, în °C;

A, θ_A — cantitatea de apă de amestecare, în l/m³ și temperatura ei, în °C;

A', $\theta_{A'}$ — cantitățile de apă (raportate la 1 m³ beton) conținute în diferite sorturi de agregate, în l/m³ și temperaturile lor, în °C.

Se menționează că în timpul malaxării și transportului, betonul își mărește temperatura cu 1 ... 2°C, față de cea calculată cu relația (7).

Răcirea agregatelor se poate realiza prin stropirea lor în haldele depozitului de agregate sau prin menținerea lor o perioadă de timp în apă rece în buncăre speciale. De obicei răcirea agregatelor se practică numai pentru fracțiunile mari. Răcirea fracțiunilor mici se poate efectua în silozuri, în perioadele foarte călduroase, prin circulație de apă rece în serpentinele folosite pentru încălzire în perioada friguroasă (procedeul are randament scăzut).

Pentru a se obține un beton cu temperatură de preparare de 10 ... 16°C, (fig. 18-19) la barajul *Vidraru — Argeș* componenții s-au răcit astfel [15]:

— apa la 3 ... 4°C, într-o centrală frigorifică;

— agregatele (fracțiunile mari de 15 ... 50 mm și 50 ... 120 mm) la 8 ... 9°C, prin stropire cu apă rece de 3° ... 4°C, în silozurile fabricii de beton;

— cimentul la 9 ... 15°C, cu ajutorul unor instalații speciale de tip *Zaap — Fortuna* prin care circula apa răcită.

Prin aceste procedee saltul termic s-a redus, cu 5 pînă la 8°C.

35. Răcirea după turnare

Răcirea betonului de la temperatura maximă atinsă la hidratare la cea finală, poate fi naturală, sub efectul temperaturii aerului, sau artificială. Răcirea artificială se realizează de obicei cu ajutorul circulației de apă rece prin serpentine, înglobate în masa de beton odată cu punerea sa în operă. O asemenea răcire forțată are avantajul că controlează întreg ciclul termic al betonului prin reducerea maximului de temperatură și a gradienților termici din zonele expuse contactului cu atmosfera.

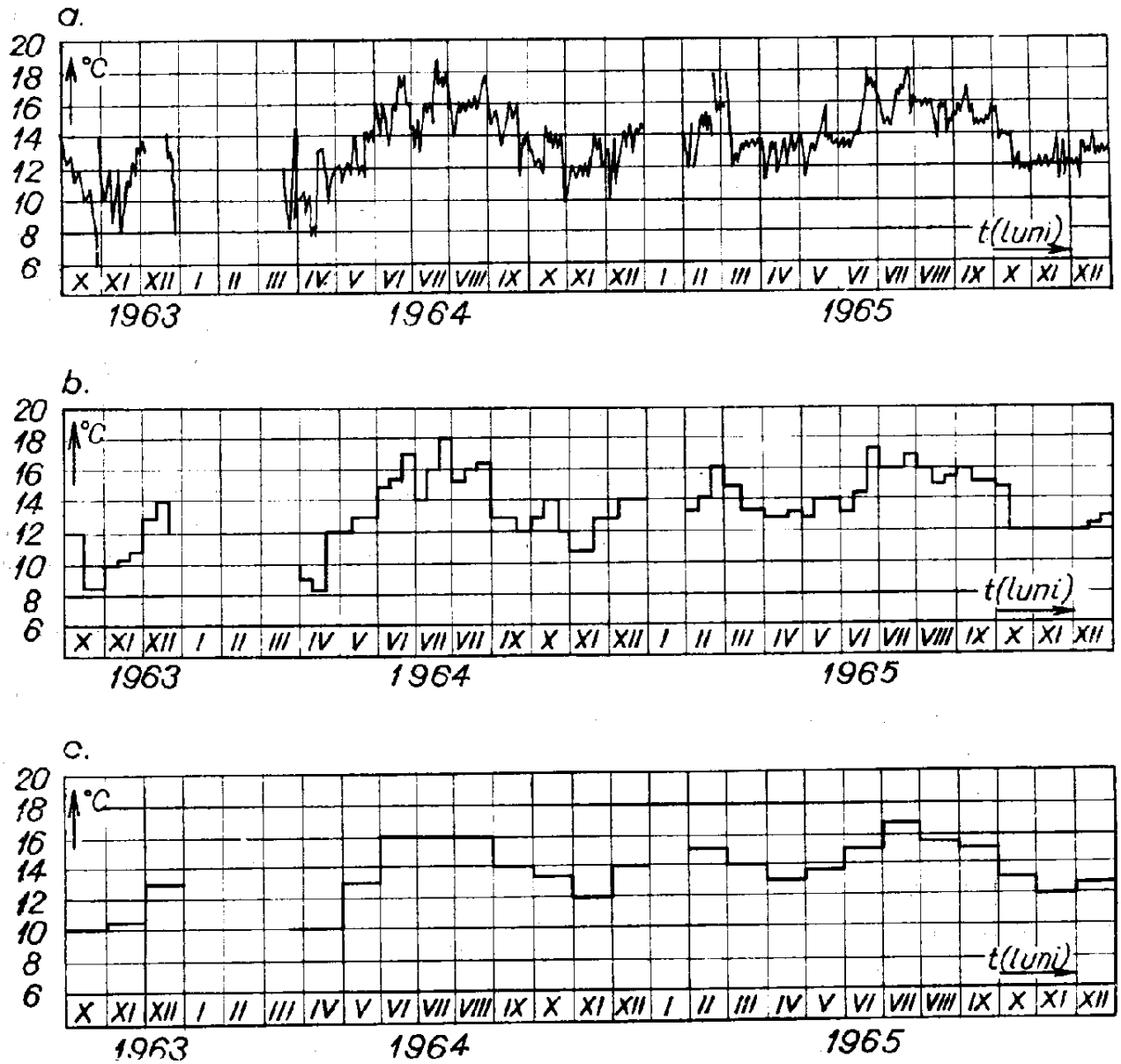


Fig. 18-19. Variaţia temperaturii betonului proaspăt la barajul Vidraru—Argeş:
a — zilnică; *b* — decadală; *c* — lunară.

La barajele masive, de greutate, răcirea artificială asigură un bun control împotriva fisurării şi stabilizează mai repede evoluţia cîmpului termic din baraj. Primul baraj la care s-a aplicat acest sistem în anul 1930 a fost *Ariel*. Ulterior, barajele de greutate de mari proporţii au fost echipate cu serpentine de răcire. Astfel barajul *Boulder*, înalt de 221 m, a avut o reţea de ţevi de 2,5 cm diametru, situate la 1,75 m în plan orizontal şi la 1,50 m în plan vertical. Barajul *Grande Dixence*, înalt de 284 m, a avut o reţea de ţevi de 2 cm diametru situate la 1,70 m în plan orizontal şi la 3,20 m în plan vertical.

La barajele arcuite adoptarea răcirii artificiale este direct legată de condiţiile de injectare a rosturilor. Injectarea se face de obicei cînd temperatura betonului scade cu 1 ... 3°C sub temperatura medie multianuală. Pentru a asigura un ritm normal de execuţie este bine ca temperatura de închidere a rosturilor să fie atinsă

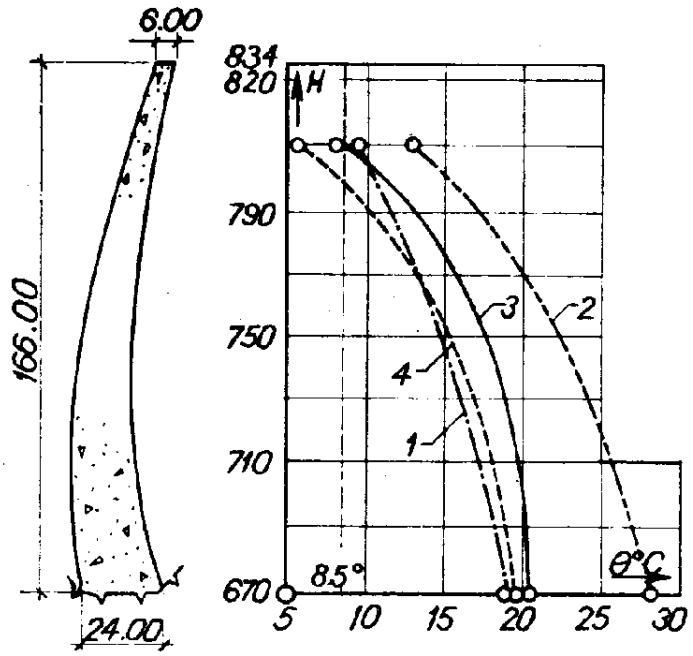


Fig. 18-20. Temperaturi în corpul barajului Vidraru în luna martie din anul următor betonării:
1 — betonat primăvara; *2* — betonat vara; *3* — betonat toamna; *4* — betonat iarna.

în beton la începutul primăverii anului următor celui în care s-a efectuat betonarea. Cînd răcirea naturală nu este suficient de intensă pentru a realiza acest deziderat (caz curent întîlnit la barajele înalte) se intervine prin răcirea artificială. Spre exemplu, la barajul *Vidraru* calculele de răcire naturală [15] au arătat că în nici o ipoteză de betonare nu se atinge în primăvara anului următor temperatura de injectare de 8,5°C (fig. 18-20). A rezultat stricta necesitate a răcirii artificiale prin serpentine.

Instalația de răcire artificială se realizează prin așezarea pe rosturile de lucru dintre lamele a unor serpentine din țeavă metalică, prin care, după cîteva zile de la turnare, este trimisă apă rece printr-un sistem de distribuție adecvat. La barajul *Fontana* ($H = 146$ m), serpentinele au fost alimentate de la paramentul aval. Fiecare țeavă străbate unul sau mai multe blocuri și are alimentare și retur propriu (fig. 18-21). Lungi-

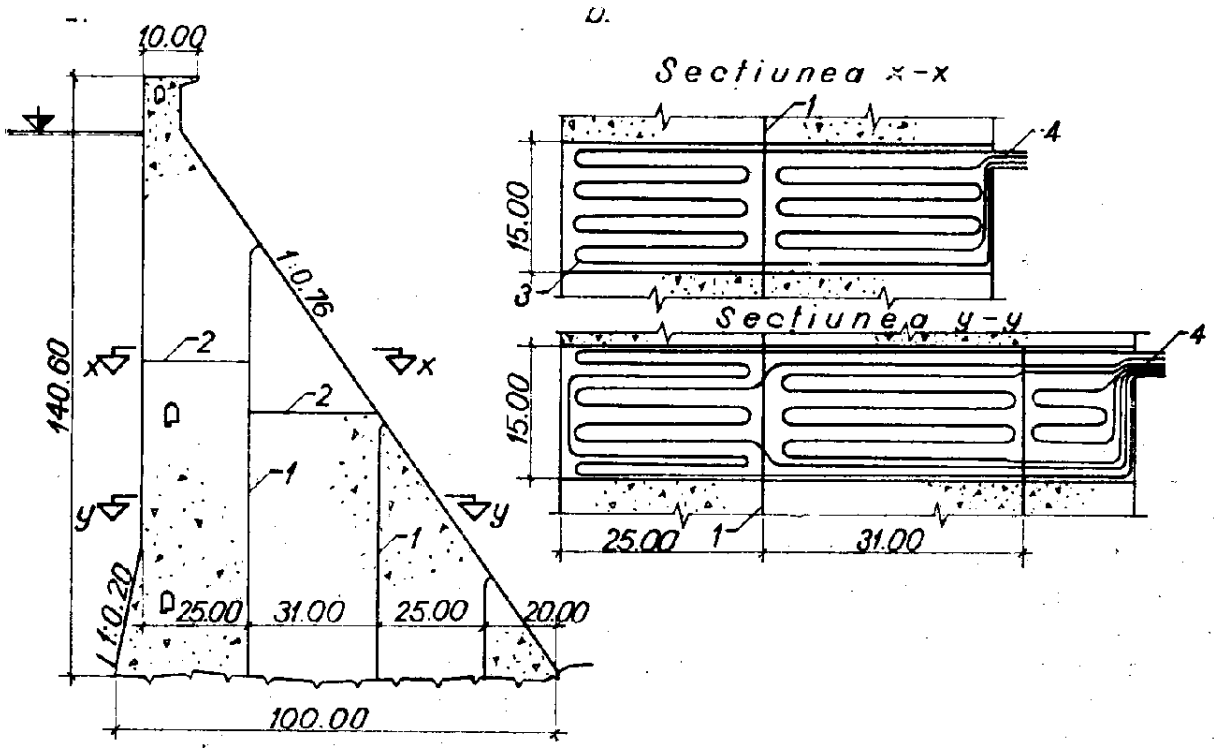


Fig. 18-21. Rețele de răcire la barajul Fontana:
a — profil transversal; *b* — secțiuni orizontale; *1* — rosturi injectate; *2* — prima etapă de execuție; *3* — serpentine; *4* — alimentarea și returul serpentinelor.

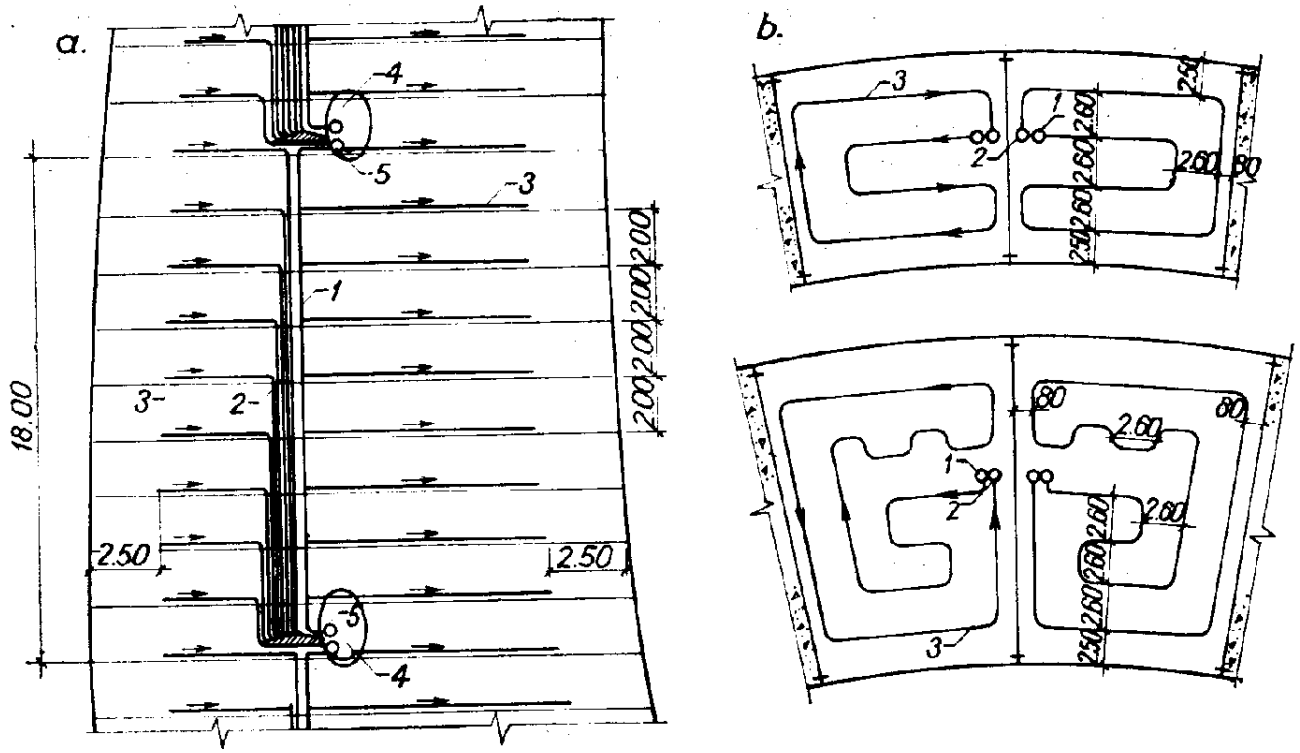


Fig. 18-22. Rețele de răcire la barajul Vidraru:
a — elevație; *b* — serpentine la două cote diferite; *1* — coloană de alimentare; *2* — retururi; *3* — serpentină; *4* — galerii de vizitare; *5* — conducte orizontale.

mea țevilor montate pe suprafața unei lamele a fost de circa 240 m, iar distanța între ele de 1,50 m. Eficiența răcirii s-a dovedit foarte bună, limitînd saltul termic la 12°C.

La barajul *Vidraru* alimentarea serpentinelor s-a făcut printr-o conductă verticală de ∅ 100 ... 75 mm, betonată în plot, între două galerii de vizitare succesive (fig. 18-22). Alimentarea coloanelor verticale a fost asigurată de conducte situate în galeriile de vizitare. Evacuarea apei circulate s-a făcut prin țevi separate pentru fiecare lamelă, pentru a permite controlul independent al temperaturilor. De remarcat traseul serpentinelor (ecartament de 2,60 m), care parcurge mai întîi centrul lamelelor, mai cald, și apoi regiunile marginale, mai reci. Consumul mediu de țeavă a rezultat de 0,25 m/m³beton, iar costul răcirii a reprezentat cîteva procente din costul total al barajului.

Serpentinele se execută din țevi de oțel trase sau laminate la rece cu diametrul de 2 ... 2,5 cm. Îmbinările se fac elastice, prin tuburi de cauciuc cu inserție, fixate etanș prin bride de sîrmă. Se asigură în acest fel integritatea la betonare, vibrare etc. Barajul se împarte în zone, spre a fi posibilă aplicarea de serpentine tipizate [16].

36. Calcule termice

Calculele termice ce se efectuează pentru proiectarea unei rețele de răcire urmăresc să determine: temperatura apei de răcire, distanța dintre țevi (ecartamentul), debitul apei de răcire și diametrul țevilor.

Se pleacă de la ecuația generală a conducției [16], [17], admițînd că schimbul de căldură se desfășoară adiabatic în zona de acțiune a unui tub. Ipoteza este valabilă în situația unei dispuneri uniforme a tuburilor (rețea fagure) și se poate extinde și în cazul rețelelor dreptunghiulare care se realizează practic. Din integrarea ecuației rezultă expresia temperaturii medii a betonului la un anumit moment de la începerea răcirii. Prelucrarea expresiei obținute permite aprecierea intensității răcirii printr-un factor global — *gradul de răcire*:

$$\Omega_{(zile)^{-1}} = \frac{\ln \frac{\theta_b - \theta_a}{\theta_{bi} - \theta_a}}{t_{(zile)}}, \tag{8}$$

unde:

θ_b — temperatura medie a betonului după t zile de răcire;
θ_a — temperatura apei de răcire;
θ_{bi} — temperatura inițială a betonului la începerea răcirii;
t — numărul de zile.

Gradul de răcire arată cu cît a scăzut temperatura betonului și cît timp a fost necesar pentru această răcire. Explicitarea lui în funcție de diverșii parametri de proiectare permite stabilirea elementelor rețelei de răcire.

În diagrama din figura 18-23 se arată dependența dintre debitul specific ($cm^3/s \cdot m^3$ beton) și gradul de răcire pentru diverse ecartamente. Reducerea duratei de răcire pînă la atingerea unei temperaturi prescrise (creșterea lui Ω) este mai puternic influențată de ecartament decît de debit. Se observă că o sporire a debitului specific peste o valoare limită de 0,04 ... 0,05 ($cm^3/s \cdot m^3$ beton) nu mai aduce practic nici un avantaj, economia de țeavă obținută prin reducerea ecartamentului fiind sub 1 ... 2%. Aceleași observații se desprind și din diagrama din figura 18-24, care arată dependența gradului de răcire față de ecartament, pentru diverse valori ale debitului specific. Rezultă că în cazuri normale valoarea debitului trebuie să fie cuprinsă între 0,3 și 0,5 ($cm^3/s \cdot m^3$ beton), valoare pentru care se realizează optimul economic [17]. Cu ajutorul diagramelor din figurile 18-23 și 18-24 se pot determina fie durata răcirii (prin Ω), pentru o rețea aleasă, fie ecartamentul rețelei cînd se impune un anumit timp de răcire. Diametrul țevilor rezultă din considerente hidraulice funcție de debitul adoptat.

De mare importanță este temperatura apei de răcire. Temperatura finală a betonului va fi superioară aceleia a apei care iese din serpentină, depinzînd în același timp de debitul de răcire. Exprimînd:

$$\theta_{apă} = f\,\theta_{beton}, \tag{9}$$

în care f indică încălzirea relativă a apei de răcire, din diagrama din figura 18-25, care indică variația lui f cu debitul specific și ecartamentul, se constată că temperaturi scăzute ale apei de răcire conduc la temperaturi finale ale betonului reduse, chiar în cazul debitelor mici. De asemenea, o temperatură ridicată a apei de răcire nu poate fi compensată printr-o sporire a debitului.

După cum s-a văzut, din considerente de execuție, serpentinele se pozează pe suprafața superioară a lamelelor. Rețeaua rezultată este dreptunghiulară, cu ecartamentul vertical egal cu înălțimea lamelei. Pentru a corecta datele rezultate din calculul prezentat (valabile pentru rețeaua hexagonală de tip fagure), se asi-

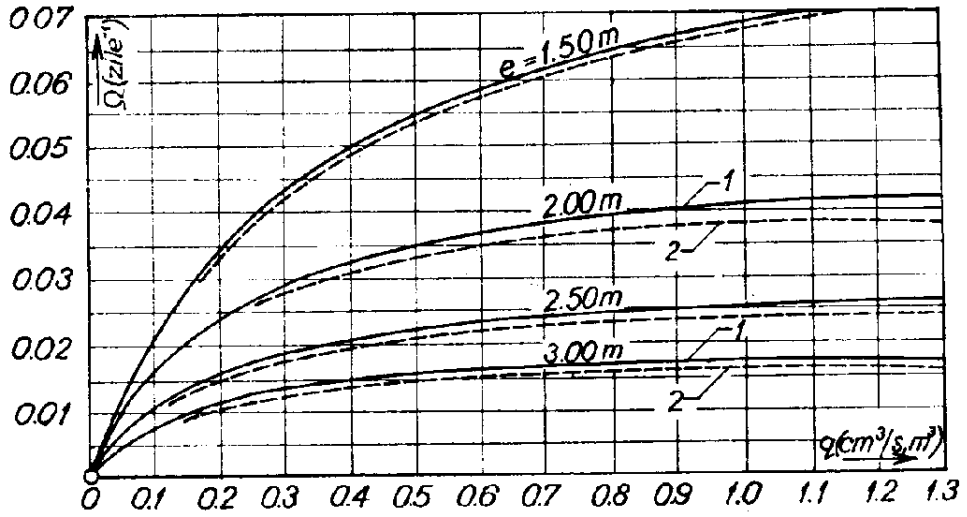


Fig. 18-23. Gradul de răcire funcţie de debitul specific pentru diverse ecartamente:

1 — diametru 1''; *2* — diametru 3/4''.

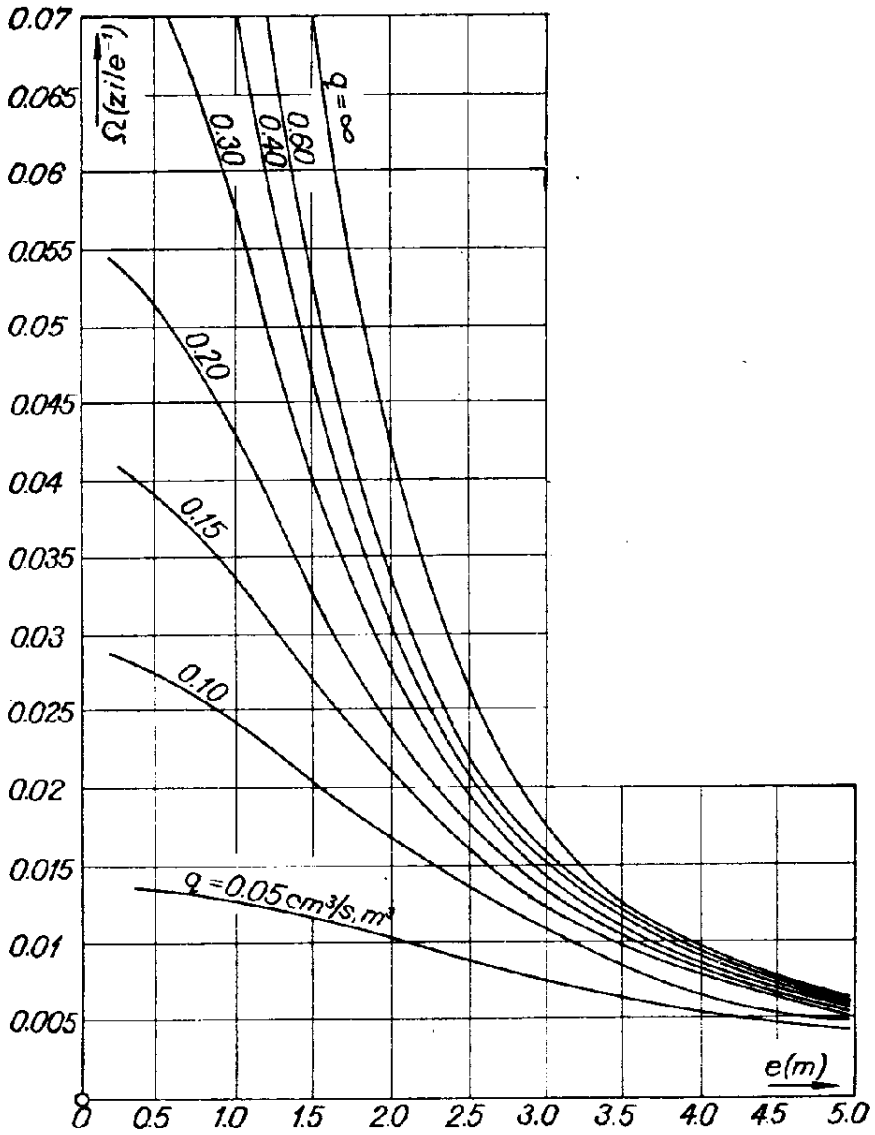


Fig. 18-24. Gradul de răcire funcţie de ecartament pentru diverse debite specifice.

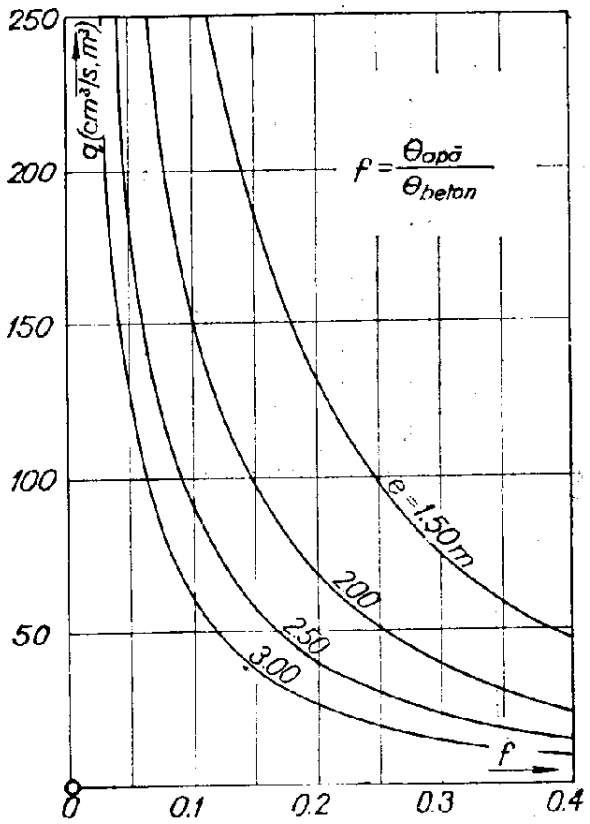


Fig. 18-25. Debitul specific funcție de încălzirea relativă a apei.

milează rețeaua dreptunghiulară cu una hexagonală care are ochiurile cu 10% mai mari [17]. Traseul serpentinelor trebuie să se adapteze prezenței galeriilor, puțurilor de acces, rocii de fundație, încît prin calcul se prescrie numai ecartamentul.

Este avantajos ca rețeaua de răcire să intre în funcție în primele zile de la turnare. Se limitează în acest fel maximul de temperatură, deși din punctul de vedere al temperaturilor finale nu se constată diferențe apreciabile (fig. 18-26). După primele 10 ... 15 zile prima etapă de răcire trebuie întreruptă, pentru a evita apariția unor gradienți termici exagerați, urmînd a se relua răcirea după o pauză de circa o lună.

Pentru a avea controlul procesului de răcire este bine să se urmărească temperatura betonului la intervale regulate. Se pot depista în acest fel defecțiunile instalației sau momentele la care se poate întrerupe răcirea. Un mijloc foarte simplu constă în întreruperea temporară a circulației apei prin serpentine și măsurarea temperaturii apei după un anumit interval de stagnare. Pentru ecartamente de 1 ... 1,50 m temperatura se stabilizează după o zi, iar la ecartamente de 2 ... 3 m o durată de două zile este satisfăcătoare [17].

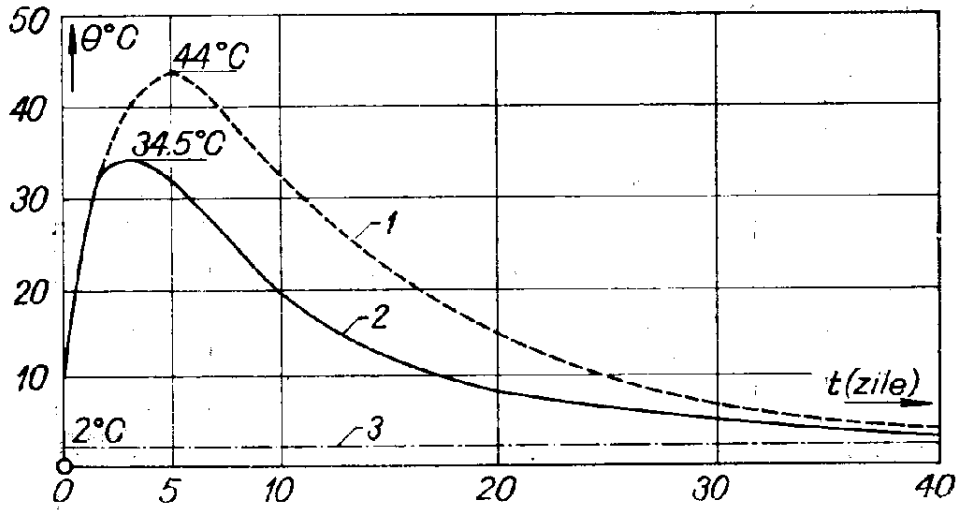


Fig. 18-26. Influența timpului de începere a răcirii:
1 — răcire începută după 6 zile; *2* — răcire începută după 2 zile; *3* — temperatura apei de răcire.

§ 7. FISURAREA BETOANELOR

37. Categorii de fisuri la baraje

Istoria construcţiilor masive consemnează un lung şir de baraje la care s-a pus în evidenţă o fisuraţie mai mult sau mai puţin intensă. Dintre acestea se pot menţiona, în S.U.A. barajele *Owyhee*, *Boulder*, *Grand Coulee*, *Norris*, în Franţa barajele *Guerledan*, *Chambon*, *St. Étienne — Cantalès*, în U.R.S.S. barajele *Dneproghes*, *Bratsk*, *Mamakansk* etc. Măsurile de prevenire au evoluat odată cu celelalte progrese din domeniul execuţiei, reuşind de multe ori să reducă intensitatea fisuraţiei. Din acest punct de vedere este interesantă o comparaţie între cîteva baraje executate în S.U.A., avînd drept criteriu lungimea totală a fisurilor raportată la lungimea galeriilor *mf/mg* (fisurile s-au detectat pe pereţii galeriilor de vizitare):

— barajul *Owyhee* ($H = 127$ m): 2,47 *mf/mg*;
— barajul *Grand Coulee* ($H = 168$ m): 1,85 *mf/mg*;
— barajul *Boulder* ($H = 221$ m): 0,27 *mf/mg*;
— barajul *Detroit* ($H = 138$ m): 0,00 *mf/mg*.

În timp ce la barajul *Owyhee* nu s-a luat nici o măsură de limitare a fisuraţiei betonului, la barajul *Grand Coulee* şi *Boulder* s-a utilizat un ciment cu căldură de hidratare limitată, iar la *Boulder* s-a realizat şi răcirea artificială prin serpentine cu circulaţie de apă de răcire. La barajul *Detroit* s-a aplicat un control termic foarte sever, cuprinzînd printre altele răcirea intensă a betonului înaintea punerii în operă.

După *C.R. Lee* [18] există două tipuri extreme de fisuri între care se situează toate celelalte:

— *fisuri fine, discontinue*, uneori oblice, puţin distanţate între ele şi evident superficiale, provocate de gradienţi termici de mică adîncime;

— *fisuri continue*, verticale, izolate şi adînci, provocate de răcirea generală a construcţiei şi de împiedicarea exterioară a deformaţiei.

Fisurile de ultimul tip se deschid pe măsura răcirii construcţiei, sînt în general profunde şi depind în principal de mărimea căldurii de hidratare degajată de beton. Cele de primul tip se închid parţial pe măsura uniformizării temperaturilor în baraj şi sînt periculoase numai în cazurile în care pot reprezenta germeni de formare a unor fisuri profunde.

Fisurile considerate de primă importanţă sînt cele orientate în planuri verticale, paralele cu axul coronamentului, care prin dezvoltare duc la întreruperea continuităţii barajului şi periclitează integritatea structurii [19] (fig. 18-27). Ele sînt cauzate de variaţiile de temperatură din masa betonului în perioada de execuţie şi se semnalează la faţa rosturilor şi pe paramentul aval. Iniţial nu depăşesc o profunzime de 1,0 ... 1,5 m şi par la primă vedere puţin importante. Detectarea şi localizarea lor prin foraje carotate şi fotografiere [20] au infirmat însă asemenea supoziţii, evidenţiind faptul că extinderea se face rapid şi că în final planul fisurii străbate complet plotul între rosturile de dilataţie transversale, din fundaţie pînă la paramentul aval.

O altă categorie de fisuri cu urmări nedorite, o constituie fisurile verticale normale pe axul de coronament şi fisurile orizontale care apar la paramente. Funcţie de dezvoltarea lor în profunzime şi de deschidere, acestea pot cauza infiltraţii şi compromite durabilitatea betonului în zonele respective.

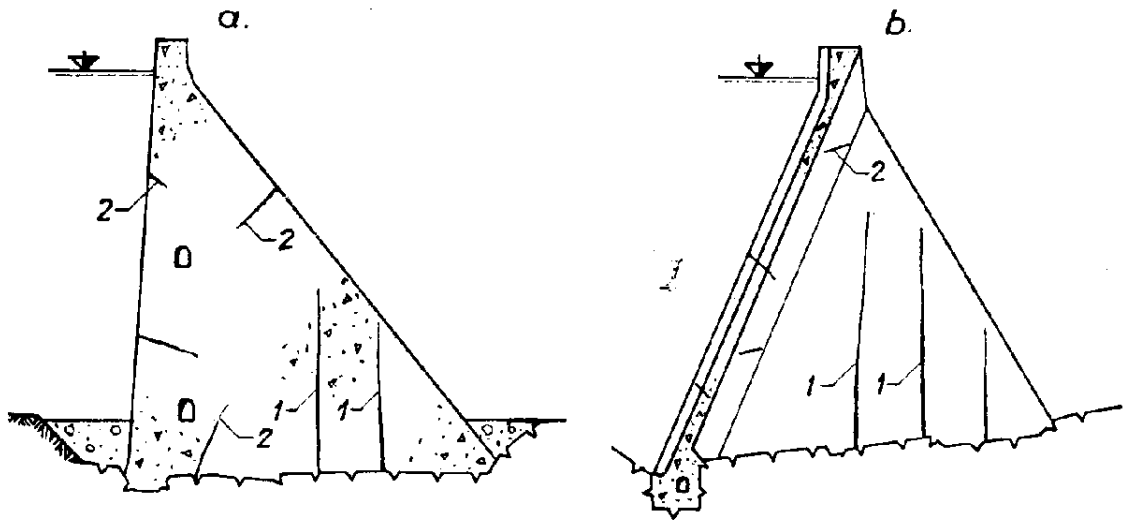


Fig. 18-27. Fisuri verticale de profunzime:
a — la un baraj de greutate; *b* — la un baraj cu contraforți; *1* — fisuri paralele cu axul; *2* — fisuri superficiale.

Cunoașterea cauzelor de apariție a făcut ca, începînd din 1935-1940 [19], fisurația să se reducă prin măsuri constructive adecvate controlului termic.

38. Cauzele fisurării

Cauza fundamentală a fisurării o constituie împiedicarea deformațiilor provocate de diferențele de temperatură din corpul unui masiv. Celelalte cauze potențiale, specifice construcțiilor de beton, sînt de mai mică importanță și au ca rezultat fisuri superficiale.

Una dintre situațiile în care deformațiile din temperatură sînt împiedicate apare atunci cînd anumite porțiuni din baraj sînt puternic răcite, prin schimbul de căldură cu mediul înconjurător aflat la temperaturi scăzute, în timp ce porțiunile vecine din interior se găsesc la o temperatură mai ridicată. Betonul cald din interior împiedică contracția liberă a betonului din exterior și în consecință apar eforturi de tensiune care, depășind rezistența la tensiune a betonului proaspăt, produc fisuri (fig. 18-28).

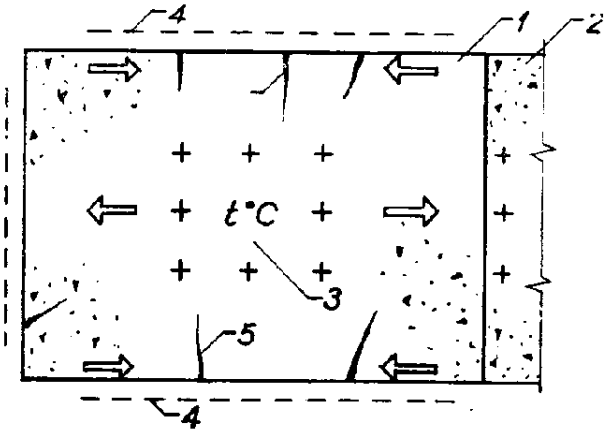


Fig. 18-28. Fisurația provocată de diferența de temperatură din masa betonului:
1 — plotul studiat; *2* — plot adiacent; *3* — zonă caldă; *4* — mediu exterior la temperatură scăzută; *5* — fisuri.

Tendința de fisurare este în acest caz direct proporțională cu gradientul de temperatură dintre fața expusă răcirii și interiorul cald. La amorsarea fisurilor contribuie de cele mai multe ori și microfisurile din contracție care apar la aceste fețe libere.

Cea de a doua situație clasică în care deformațiile sînt împiedicate apare la turnarea betonului pe roca de fundație sau pe o suprafață de beton turnat anterior, care între timp s-a răcit și s-a întărit. Temperatura betonului proaspăt crește în urma degajării căldurii de priză și acesta tinde să se dilate. Legăturile din zona de contact se opun dilatării și apar în consecință eforturi de compresiune. Deși de valoare modestă, ele nu pot fi preluate din cauza rezistenței reduse a betonului abia turnat și acesta fisurează. În faza imediat următoare începe procesul de răcire în urma schimbului de căldură cu exteriorul și deci tendința de contracție. Legăturile din zona de contact se opun, și în beton apar tensiuni care accentuează fisurile apărute inițial (fig. 18-29).

Ținînd seama de desfășurarea ei în timp, se poate spune că fisurarea din prima etapă, cauzată de gradienții de temperatură, este accentuată de legăturile din zonele de contact. Ea se dezvoltă în continuare în decurs de cîțiva ani, concomitent cu procesul de răcire al corpului barajului, răcire care reprezintă în permanență o sursă de tensiuni din deformații de contracție împiedicate [20].

În practica americană [19], [21], eforturile de tensiune provocate de împiedicarea deformațiilor de contracție se estimează cu relația:

$$\sigma = R E_{b_{ef}} \alpha \Delta\theta, \tag{10}$$

unde:

R — factorul de legătură (împiedicare);

$E_{b_{ef}}$ — modulul de elasticitate efectiv al betonului;

α — coeficientul de dilatare termică;

$\Delta\theta = \theta_i + \Delta\theta_e - \theta_f$,

în care (fig. 18-30):

θ_i — temperatura de punere în operă;

$\Delta\theta_e$ — variația de temperatură datorită căldurii de hidratare;

θ_f — temperatura medie finală.

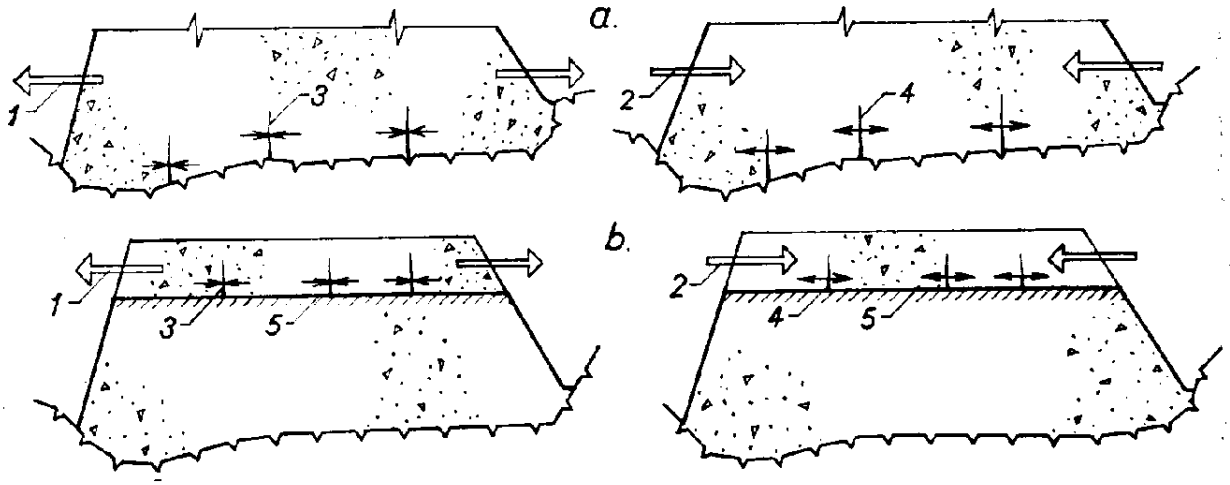


Fig. 18-29. Împiedicarea deformațiilor la zona de contact:

a — cu stînca; *b* — cu beton vechi; *1* — tendință de dilatare; *2* — tendință de contracție; *3* — fisuri cauzate de eforturi de compresiune; *4* — fisuri cauzate de eforturi de întindere; *5* — beton răcit și întărit.

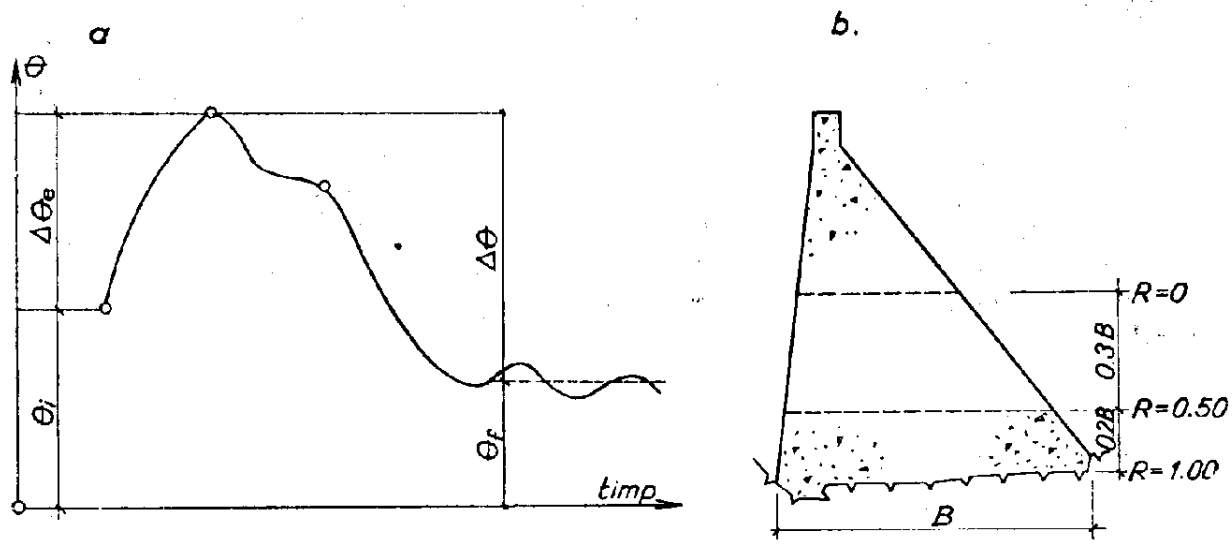


Fig. 18-30. Elemente pentru calculul efortului de fisurare:
a — temperaturi caracteristice; *b* — variația factorului de legătură cu fundația.

Modulul de elasticitate efectiv are expresia:

$$E_{b_{ef}} = \frac{E_b}{1 + 0{,}4\,\frac{E_b}{E_s}}, \tag{11}$$

în care:

E_b — modulul de elasticitate al betonului;

E_s — modulul de elasticitate al stîncii.

Măsurile constructive pentru limitarea acestor eforturi de tensiune se referă la factorii R și $\Delta\theta$. Deasupra fundației valorile lui R se pot menține în limite foarte reduse prin turnarea uniformă a ploturilor, evitarea întreruperilor între lamelele succesive, protecția fețelor turnate etc. În zona afectată de prezența fundației de lățime B valorile lui R sînt recomandate la:

$R = 1{,}0$ la contactul beton-rocă;

$R = 0{,}5$ la o înălțime de $0{,}20\ B$;

$R = 0{,}0$ la o înălțime de $0{,}50\ B$.

Tensiunile admisibile sînt de ordinul a 15 ... 20 kg/cm^2, iar produsul $R\Delta\theta$ are în consecință valori cuprinse între 11 și 17°C.

O altă cauză a fisurării, în cazul ploturilor cu lățime la bază mare, o constituie concentrările de eforturi din zonele cu neregularități ale fundației, sau cu neuniformități ale caracteristicilor fizico-mecanice ale rocii. Deși nu este de natură termică, fenomenul se cumulează cu cel arătat anterior.

Se menționează că contracția de umiditate joacă un rol secundar din punctul de vedere al fisurării. Viteza foarte redusă de propagare a umidității prin beton face ca ritmul de creștere a deformației să fie lent. Efectul mai periculos, sub aspectul fisurării, al deformației superficiale de contracție, se poate elimina printr-un tratament adecvat al suprafeței betonului de vîrstă tînără: stropire, protecție etc.

Indiferent de cauză, tendința de fisurare este puternic influențată de proprietățile elasto-plastice ale betonului și de caracteristicile sale termice.

39. Controlul saltului de temperatură

Eforturile termice, provocate de variaţia temperaturii medii a betonului în perioada de execuţie, sînt proporţionale, aşa cum s-a arătat, cu saltul de temperatură de la valoarea maximă la cea finală:

$$\Delta\theta = \theta_i + \Delta\theta_e - \theta_f, \tag{12}$$

în care:

θ_i, θ_f — temperatura iniţială de turnare, respectiv temperatura finală;
$\Delta\theta_e$ — variaţia temperaturii betonului datorită căldurii de hidratare şi schimbului de căldură cu mediul exterior.

Ţinînd seama că aceste eforturi termice sînt cele care generează fisurarea barajului şi că gradienţii de temperatură mari produc la rîndul lor fisuri, obiectivele de bază ale controlului termic necesar prevenirii fisurilor cuprind:

— menţinerea ciclului general de variaţie a temperaturii $\Delta\theta$ în limite cît mai reduse;

— menţinerea pe tot timpul execuţiei a unor diferenţe de temperatură cît mai mici între diferitele blocuri învecinate ale structurii.

Controlul saltului de temperatură $\Delta\theta$ se poate realiza prin măsuri practice privind temperatura de punere în operă, tipul de ciment, dozajul, pauza tehnologică de betonare, prerăcirea sau răcirea artificială etc., factori amintiţi anterior. Corelarea judicioasă a acestora poate asigura menţinerea unui salt de temperatură impus.

Valoarea saltului admisibil este destul de greu de precizat, avînd în vedere complexitatea factorilor de care depind eforturile termice generate de modificarea lor funcţie de vîrsta betonului, de proprietăţile de curgere lentă, de dimensiunile ploturilor etc. În practica americană [21] se recomandă valorile indicate în tabelul 18-12.

TABELUL 18-12

Lăţimea la bază a plotului B (m)	Saltul termic $\Delta\theta$ (°C)		
	$H \leqslant 0{,}2B$	$0{,}2B < H < 0{,}5B$	$H \geqslant 0{,}5B$
70	se prevede fragmentarea în blocuri		
55 ... 70	17	20	23
35 ... 55	20	23	26
27 ... 35	23	26	oricît
10 ... 27	26	oricît	oricît
10	29	oricît	oricît

Cu H s-a notat înălţimea faţă de fundaţie. Cifrele indicate sînt valabile în cazul ploturilor de 15 m lăţime, cu posibilitate de extindere pentru gama 10 ... 22 m. Alte recomandări din S.U.A. [19] sînt mult mai severe, impunînd saltul maxim la 11 ... 17°C şi înălţimea lamelei la 1,50 m.

După cum s-a arătat, odată precizat saltul de temperatură admisibil, respectarea lui poate fi asigurată prin măsurile de tehnologie a betoanelor şi de execuţie. Mult mai dificil se realizează cel de al doilea obiectiv — de menţinere a unor gradienţi de temperatură cît mai reduşi între blocurile învecinate din baraj. Fenomenele

de degajare a căldurii la fețele libere, direct legate de programul de execuție, de procedeele de tratare a betonului proaspăt și de condițiile climatice, sînt mai greu de stăpînit. După unii autori [20], se pare că fisurația apărută la barajele recent construite se datorește tocmai acestor cauze.

40. Măsuri constructive

Evitarea fisurării din gradienți mari de temperatură impune respectarea unor anumite condiții de execuție, corelate cu măsuri constructive.

În cazul în care programul de execuție impune betonarea în sezonul rece, fețele laterale și fața superioară a lamelei sînt supuse unu proces de răcire rapidă. Fenomenul este accentuat cînd decalajul dintre ploturi este mare și suprafața laterală a plotului este în contact cu aerul rece. Izolarea fețelor expuse prin decofrare întîrziată, protecție cu prelate și rogojini, sau alte măsuri, reduce simțitor gradienții de temperatură în aceste zone, evitînd fisurarea. Efectul izolării este pus în evidență de diagramele de variație a temperaturii dintr-un plot în cele două ipoteze — izolat și neizolat — prezentate în figura 18-31. Dacă pauza tehnologică este mare, pînă la betonarea lamelei superioare suprafața betonului proaspăt se acoperă cu un strat izolant de nisip sau zgură.

Tot pentru a evita apariția de gradienți mari, la fețele expuse se limitează decalajul dintre ploturi. La barajele arcuite ridicarea uniformă a barajului are în plus avantajul unei deschideri egale a rosturilor dintre ploturi, ceea ce asigură o mai bună injectare și posibilitatea de injectare în avans față de punerea sub sarcină. În acest sens practica americană [20] recomandă un decalaj maxim între ploturile adiacente de 5 lamele, în cazul lamelelor de 1,50 m, și de 7 lamele, în cazul lamelelor de 0,75 m. Între plotul campion și cel de înălțime minimă diferențele sînt limitate la 8, respectiv 18 lamele. Evoluția gradienților la fața rostului în cazul unui decalaj mare și în cazul unui decalaj redus este prezentată în figura 18-32.

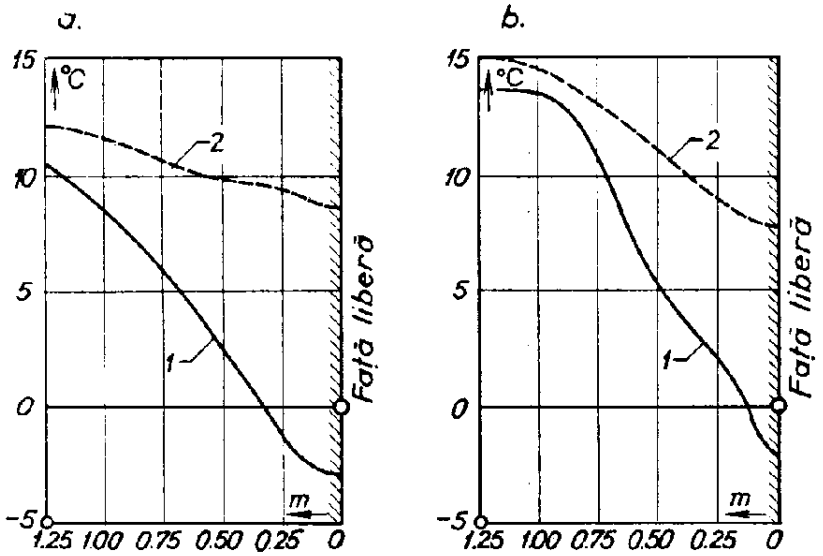


Fig. 18-31. Efectul izolării asupra temperaturii betonului în apropierea fețelor expuse:

a — barajul Table Rock; *b* — barajul Chief Joseph; *1* — fără izolare; *2* — cu izolare.

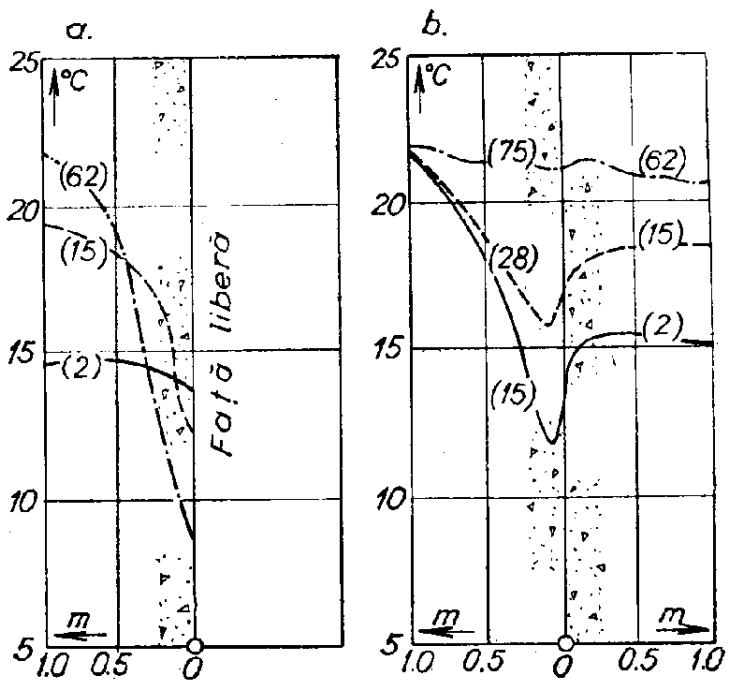


Fig. 18-32. Variația temperaturii betonului în zona rostului:
a — plotul vecin nebetonat; *b* — plotul vecin betonat (cifrele din paranteză indică numărul de zile de la turnare).

Dacă programul de execuție impune ca unul sau două ploturi să se betoneze în întîrziere (legat de condițiile de deviere a apelor sau de montare a echipamentului hidromecanic), la betonarea acestora trebuie avut în vedere că schimbul de căldură cu plotul turnat anterior produce o dilatare a acestuia și în consecință forțe tangențiale în zona de contact. Date fiind rezistențele reduse ale betonului proaspăt, acestea pot fi urmate de fisurări. În mare măsură apariția fisurilor se previne prin răcirea forțată a plotului în betonare, cu serpentine de răcire sau prin prerăcirea accentuată a betonului proaspăt.

O altă sursă de fisurare prin gradienți termici mari o reprezintă galeriile din baraj prevăzute pentru golirile de fund, instalațiile de priză, galeriile de vizitare sau golurile de deviere. Din cauză că în exploatare aceste zone sînt supuse concentrărilor de eforturi, trebuie luate măsuri severe pentru a nu se amorsa unele fisuri. Se asigură o întreținere permanentă prin stropire, iar intrările se închid pentru a evita circulația aerului prin goluri care ar avea efecte de răcire și uscare. În orice caz golurile se dispun în zone cu eforturi reduse și se armează pe contur.

Duratele mari de expunere a rostului de lucru provoacă la rîndul lor fisurări însemnate. Întreruperea betonării pe timp de iarnă face ca la fața expusă să se amorseze fisuri datorită ciclului de răcire. La reluarea betonării acestea vor fi rosturi *reci*, realizînd cu greu un contact intim cu betonul nou turnat. În sezonul rece următor, tensiunile apărute la contact extind fisurile amorsate, pe 3,0 ... 4,0 m în lungul rostului de lucru. Pentru prevenirea acestui fenomen se recomandă ca înainte de reluarea betonării să se asigure încălzirea pe ultimii 4,5... 6,0 m ai betonului vechi, prin circulație de apă caldă prin serpentine betonate. În lamelele noi (2 ... 3 lamele) se pozează serpentine cu un ecartament redus prin care să se realizeze o răcire energică a betonului în primele zile după turnare, pentru a atenua saltul termic. Se asigură în acest fel o zonă de 10 ... 15 m cu diferențe de temperatură moderate, care evită fisurarea.

O situație specială o prezintă lamelele de fundație care se toarnă parțial pe lamela anterioară și parțial pe stîncă. Ele sînt supuse fisurării din cauza diferenței de comportare la împiedicarea deformațiilor din temperatură a betonului încă în contracție și a rocii rigide. Se recomandă ca înălțimea acestor lamele să fie mult mai redusă și să se prevadă un sistem de răcire artificială, combinat cu o prerăcire importantă a betonului turnat.

41. Fisurarea în cazul răcirii prin serpentine

Printre măsurile de mare randament în prevenirea fisurării se situează prerăcirea și răcirea artificială. Prerăcirea este ușor de aplicat și implică sporuri de cost reduse, dar eficiența ei este limitată. Ea temperează doar maximul de temperatură, reducerea acestuia fiind în general egală cu scăderea temperaturii de punere în operă. Răcirea forțată controlează tot ciclul termic al betonului, asigurînd atît reducerea maximului care apare după betonare, cît și a gradientului de temperatură dinspre fețele expuse. Dat fiind costul ridicat și complicațiile constructive, o astfel de soluție trebuie privită ca măsură extremă, cu excepția barajelor arcuite, unde răcirea forțată se prevede din motive de asigurare a temperaturii de injectare.

În cazul răcirii forțate prin circulație de apă rece prin serpentine, trebuie supravegheat procesul de răcire și în special viteza acestuia. O răcire prea rapidă produce gradienți mari de temperatură în zona serpentinelor și în consecință tensiuni care produc fisurarea. Răcirea forțată la o vîrstă tînără a betonului, cu o viteză de 0,5°C pe zi, cauzează o stare de efort care în 3 ... 4 săptămîni depășește rezistența betonului [21]. O viteză mai mare face ca la un salt termic de numai 11 ...12° C să se creeze starea de efort limită (fig. 18-33). Pornind de la aceste consi-

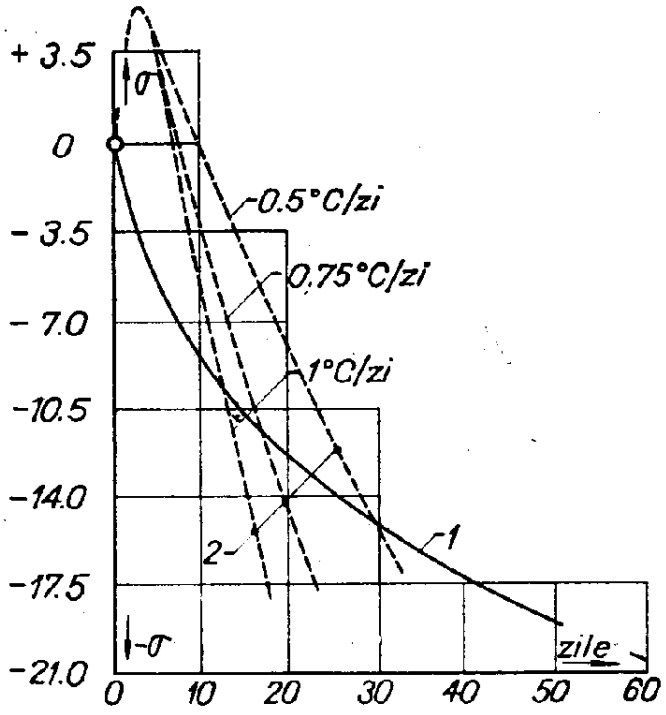


Fig. 18-33. Eforturi de tensiune provocate de răcirea forțată, comparativ cu rezistența la tensiune a betonului:
1 — variația rezistenței la tensiune; 2 — eforturi din gradientul de temperatură.

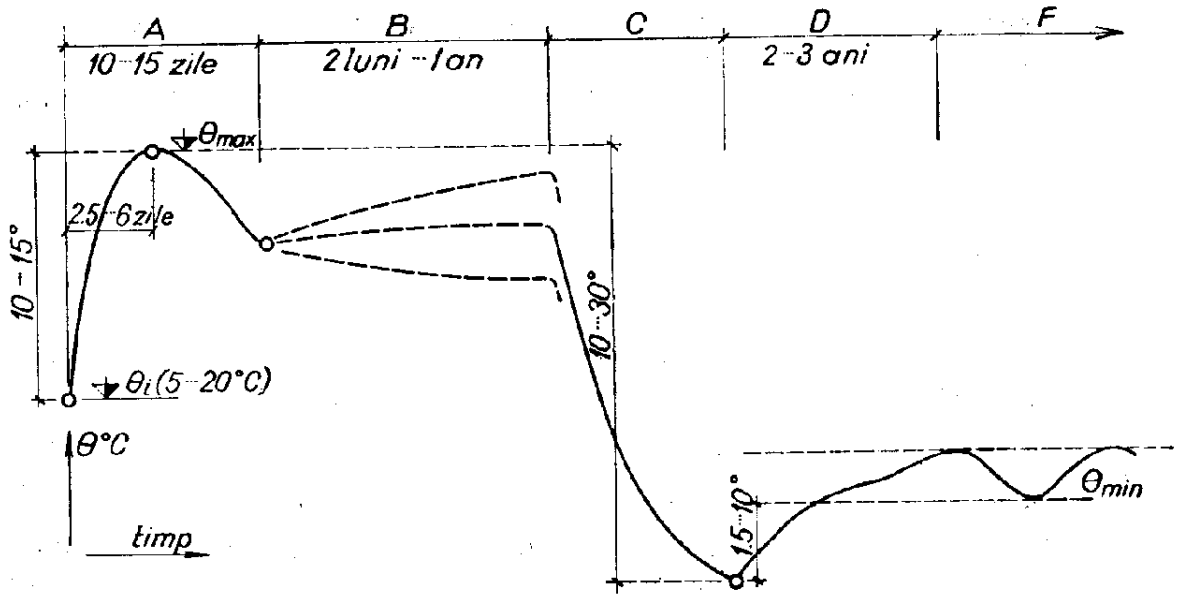


Fig. 18-34. Etapele răcirii forţate pentru un baraj arcuit:
A — perioadă de răcire iniţială; *B* — perioadă de întrerupere a răcirii (durata depinde de programul de injectare); *C* — perioada a doua de răcire; *D* — perioadă de stabilizare la temperatura medie multianuală; *F* — perioadă de exploatare.

derente se recomandă, fie ca viteza de răcire să fie limitată, fie ca răcirea forţată să se execute în două etape: o primă etapă, limitată la circa 2 săptămîni, cu viteze de răcire de 0,5°C/zi, şi o a doua, cu 1 ... 3 luni mai tîrziu, cînd durata se stabileşte în funcţie de perioada impusă pentru consumarea răcirii.

În figura 18-34 se prezintă diagrama de răcire în cazul barajelor arcuite în ideea enunţată. Acceptarea unor viteze mari de răcire în a doua perioadă este permisă datorită capacităţii sporite de rezistenţă la tensiune a betonului întărit.

§ 8. COFRAJE

42. Condiţii caracteristice

Ca şi în celelalte sectoare de construcţii, cofrajele construcţiilor masive trebuie să îndeplinească o serie de condiţii:

— să reziste la sarcinile care le revin din greutatea proprie şi din greutatea sau împingerea betonului, din greutatea utilajelor şi a oamenilor şi din presiunea vîntului;

— deformarea lor sub sarcină să nu depăşească 1/400 din deschidere;

— să aibă rigiditatea necesară manipulărilor;

— să fie suficient de etanşe pentru a nu permite scurgeri de apă sau lapte de ciment;

— să nu atace betonul, să nu fie atacate de acesta şi să nu adere la beton;

— să permită o decofrare uşoară;

— să permită realizarea feței betonului de calitatea și aspectul cerut;
— să fie economice și să poată fi reutilizate.

Cofrajele folosite în domeniul construcțiilor masive sînt: cățărătoare, demontabile, fixe, autoportante și prefabricate.

43. Cofraje cățărătoare

Sînt curent folosite la execuția barajelor de beton, la cofrarea suprafețelor verticale sau înclinate, deoarece au următoarele avantaje:

— corespund procesului tehnologic de punere în operă a betonului masiv, în lamele cu pauze tehnologice între ele;
— dispun de un sistem simplu și sigur de fixare în poziție;
— permit controlul imediat după decofrare al suprafeței betonului tînăr ca și execuția eventualelor rectificări, fără să mai fie necesară o schelă sau un utilaj special de acces la suprafața decofrată;
— sînt astfel concepute încît timpul de montare și demontare să fie minim;
— se pot monta cu macarale ajutătoare pe pneuri de capacitate mică, degrevînd macaralele mari de betonare;
— se pot utiliza de un număr mare de ori.

Cofrajele cățărătoare au în general schelet metalic, cu manta metalică sau din lemn. Ele pot fi de tip obișnuit sau adaptate pentru vacuumare, după calitățile cerute suprafeței betonului.

Un cofraj metalic cu manta din tegofil (fig. 18-35, *a*) a fost folosit la execuția barajului cu contraforți *Poiana Uzului*. El este alcătuit dintr-o grindă macaz pe care este fixat un panou de tegofil de 1,5 cm grosime, consolidat cu o serie de grinzi orizontale din profile U. Panoul este fixat prin intermediul unor ancore ∅ 40 mm, demontabile, înșurubate într-o plăcuță care rămîne înglobată în beton. Consumul de metal este de 110 kg/m² suprafață cofrată.

Un cofraj metalic cu manta metalică (fig. 18-35, *b*) este alcătuit dintr-o grindă metalică cu zăbrele, pe care este fixat un panou metalic care transmite împingerea betonului la montant prin intermediul unor grinzi orizontale din profile. Acest tip de cofraj folosit la *Porțile de Fier* consumă cu circa 70 ... 90 kg metal/m² mai mult decît tipul precedent.

În figura 18-36 se arată schematic modul de utilizare al cofrajelor cățărătoare la betonarea contrafortului barajului *Poiana Uzului* [9]. Pentru înălțimea lamelei de 2,00 m s-au utilizat următoarele tipuri de cofraje:

— la cofrarea suprafețelor amonte, aval și intermediare *(A, I, G, H, D, F)* s-au folosit cofraje de tipul celui din figura 18-35, *a*, adică cu panou de formă dreptunghiulară și montanți verticali;
— la cofrarea suprafețelor *B*, *C*, *E* s-au folosit cofraje cu manta de forma unui paralelogram (cu două laturi orizontale și două laturi înclinate) și montanți paraleli cu laturile înclinate;
— pentru a realiza variația dimensiunii *C* în raport cu înălțimea, cofrajul de pe suprafața *C* a permis deplasarea cofrajului de tip *D* spre amonte;
— pentru a realiza variația dimensiunii *E* s-a folosit un panou metalic *P* de formă triunghiulară;

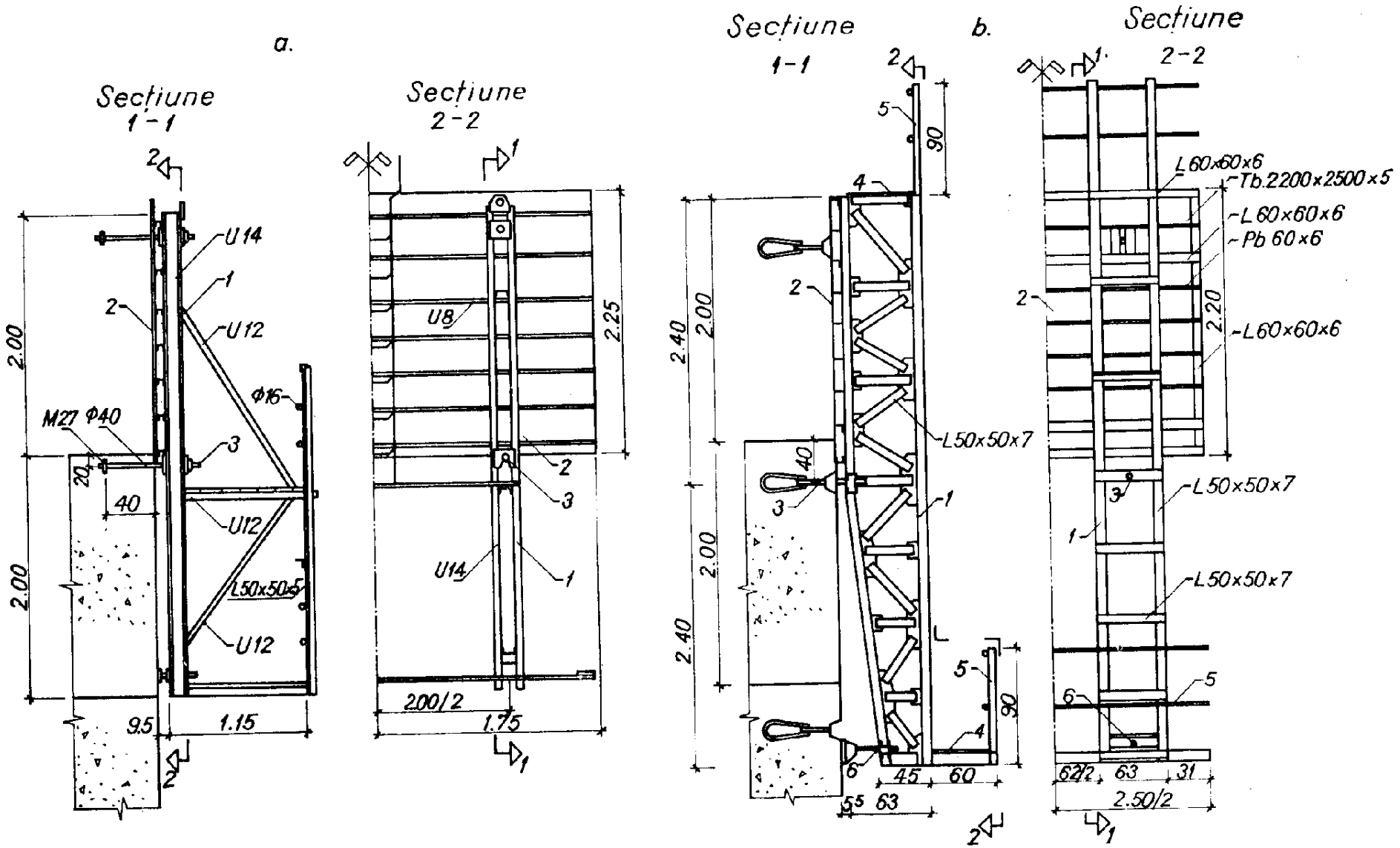


Fig. 18-35. Cofraje cățărătoare metalice:

a — cu schelet metalic și manta din tegofil; *1* — grindă macaz; *2* — panou de tegofil; *3* — bulon de ancoraj; *b* — cu schelet metalic și manta metalică; *1* — grindă montant; *2* — panou metalic; *3* — bulon de ancoraj; *4* — platformă de circulație; *5* — balustradă; *6* — picior de reazem cu bulon de reglaj.

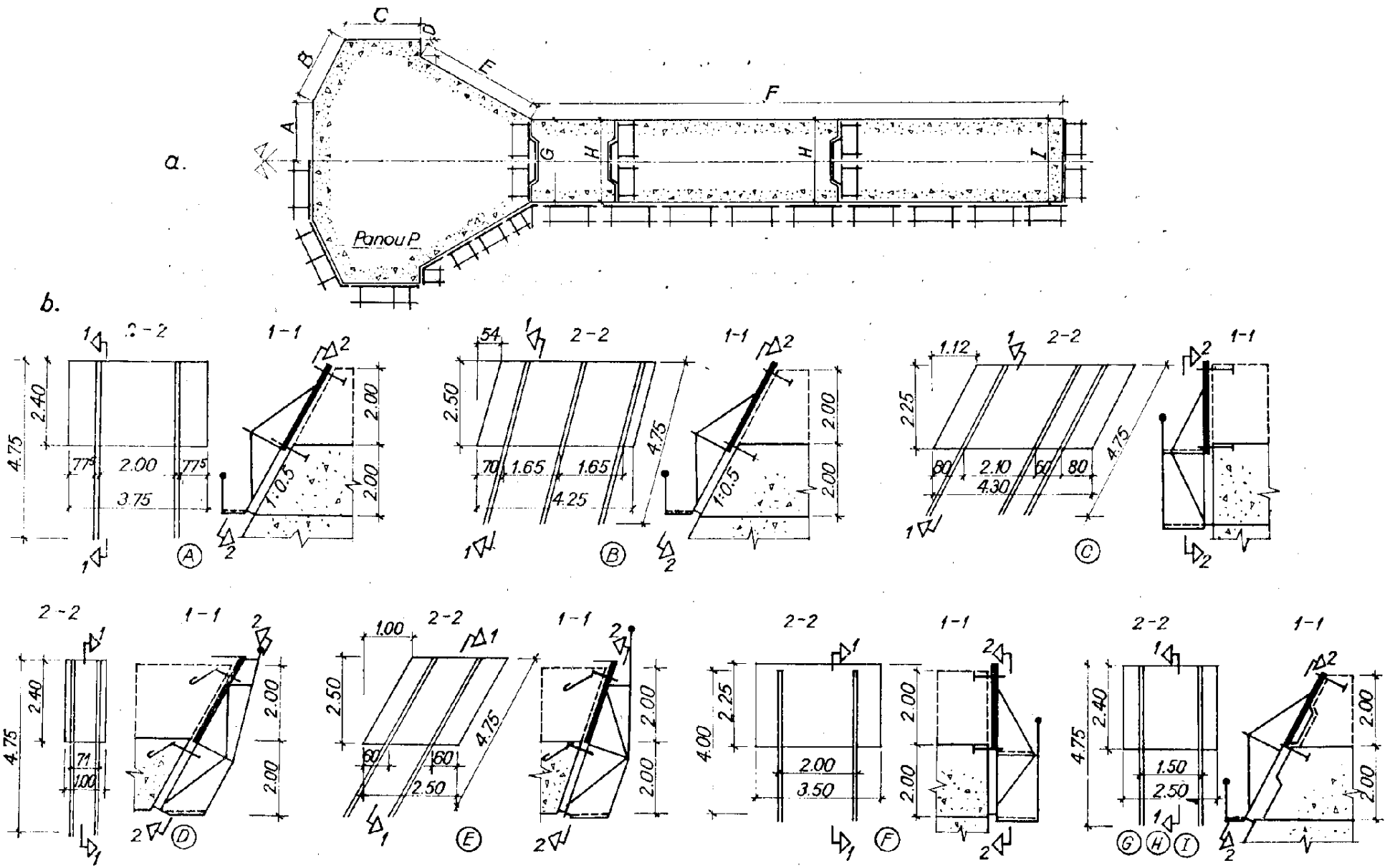


Fig. 18-36. Schemă de montaj a cofrajelor de contrafort:
a — secțiune orizontală; *b* — tipuri de cofraje.

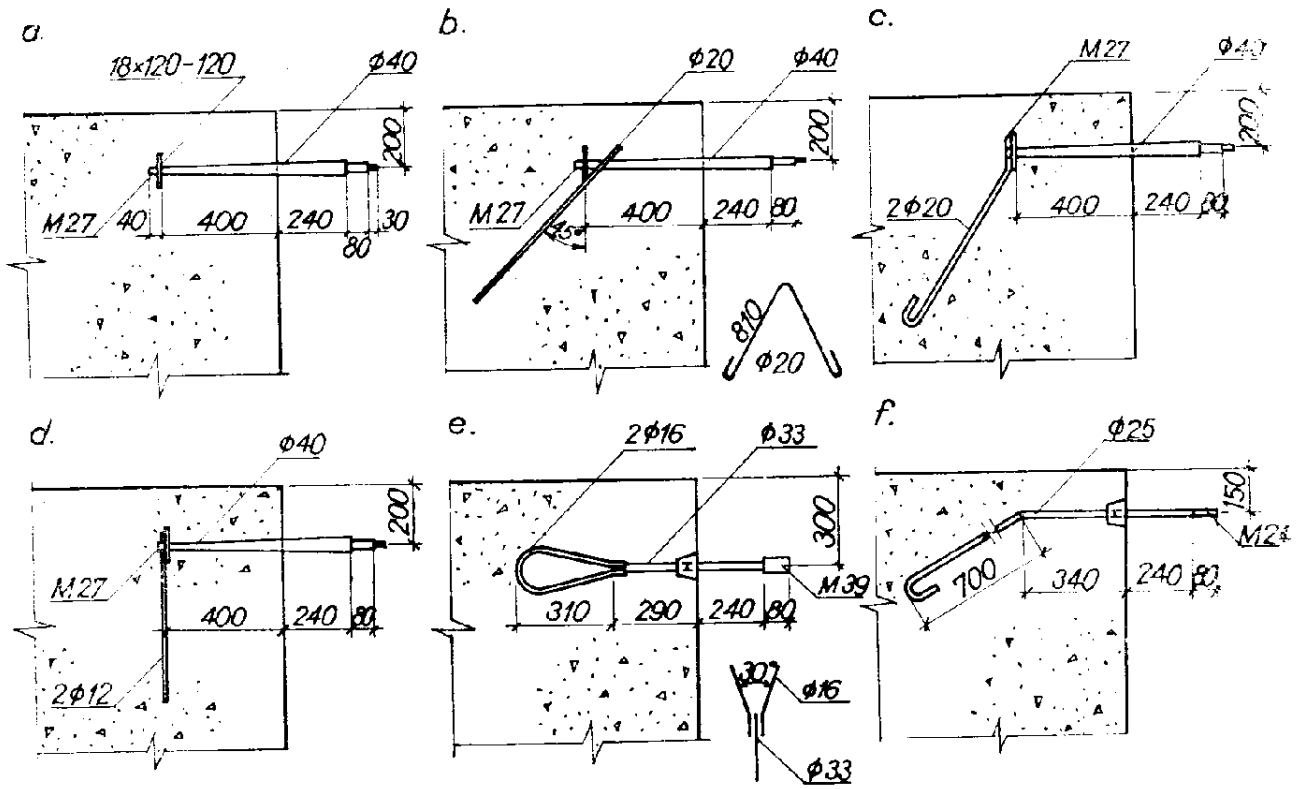


Fig. 18-37. Ancore pentru fixarea cofrajelor cățărătoare, folosite la execuția barajelor: Poiana Uzului (*a*, *b*, *c*, *d*), Argeș (*e*) și Strîmtori (*f*).

— cofrarea suprafețelor *H* și *G* s-a realizat cu cofraje plane pe care s-au montat cutii din tegofil de forma redanelor;

— pentru cofrajele de pe fețele *D* și *E* s-au folosit ancorele de *tip b* din figura 18-37;

— pentru celelalte cofraje s-au folosit ancorele de *tip a* din figura 18-37.

Pe șantierul *Poiana Uzului* s-au efectuat o serie de încercări privind asigurarea diferitelor tipuri de ancore la smulgere (fig. 18-37). Pentru tipul de beton utilizat pe șantier, încercările au condus la următoarele rezultate:

— capacitatea de tensiune a ancorei *tip a* este de 12 t, cu circa 1 t peste cea de calcul;

— capacitatea de tensiune a ancorei de *tip b* este superioară cu peste 30% oricărui alt tip de ancoră;

— montarea ancorelor de *tip a* în limita toleranțelor admisibile nu influențează în mare măsură capacitatea lor de rezistență.

Cofrajele vacuumante se folosesc pentru cofrarea suprafețelor de beton supuse unei acțiuni de uzură intensivă (suprafețele deversoarelor, bazinelor disipatoare etc).

Instalația de vacuumare folosită la șantierul *Poiana Uzului* (fig. 18-38) se compune dintr-o pompă de vacuum de 7 kW cu un debit de 33 m³/min *6*, rezervoare de colectarea apei *4* și *5*, furtunuri de cauciuc de racord cu panourile de cofraje *3* și panourile de vacuumare. Panourile sînt adaptate din cofraje curente (fig. 18-35, *b*), pe fața cărora se întind succesiv în trei straturi o plasă de sîrmă ∅ 1 ... 1,2 mm cu ochiuri de 5 mm, o plasă de sîrmă inoxidabilă ∅ 0,3 ... 0,5 mm cu ochiuri de 1,5 mm, o pînză de in cu 25 fire pe cm². Suprafața de cofrare este

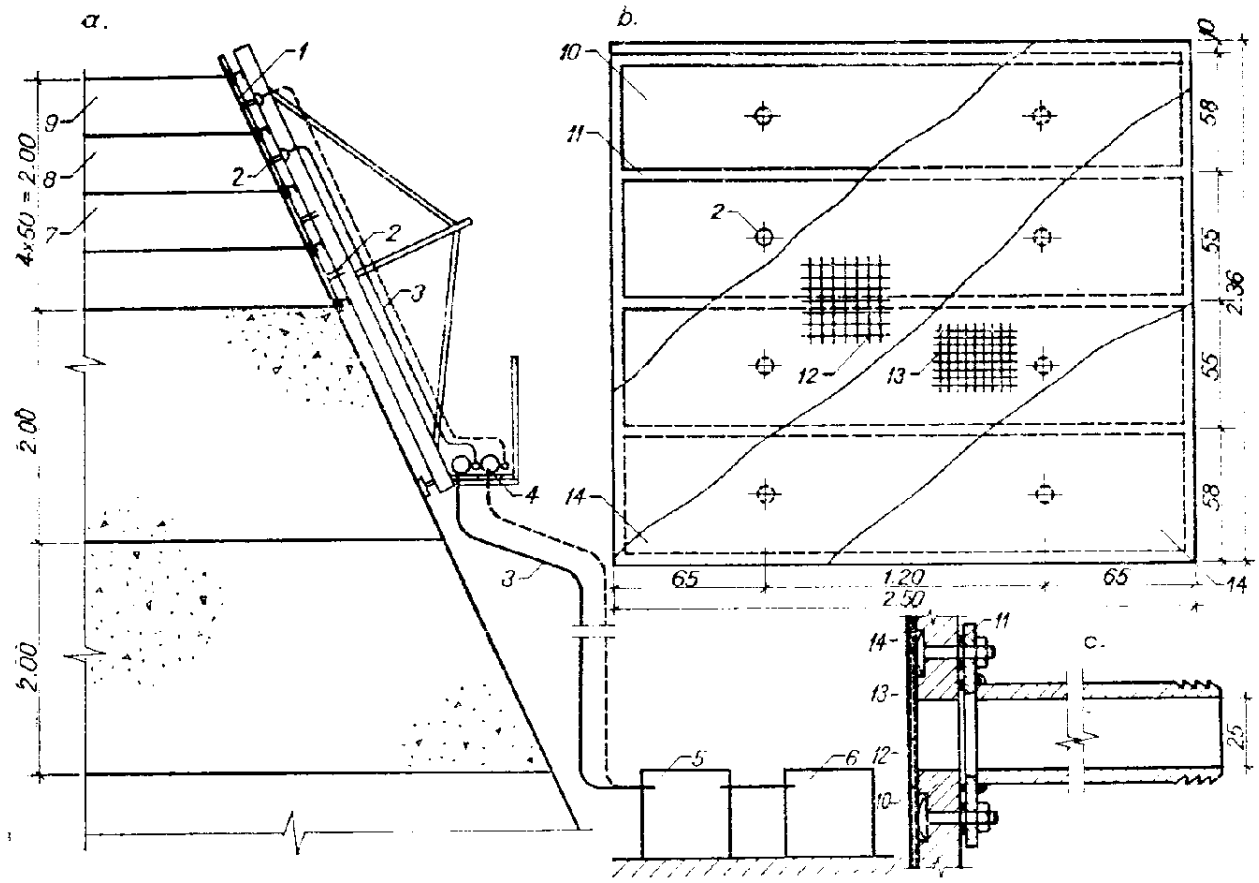


Fig. 18-38. Cofraje cățărătoare adaptate pentru vacuumare:

a — schemă tehnologică; *b* — panou de cofraj; *c* — detaliu ștuț; *1* — panou din tegofil; *2* — ștuț; *3* — furtun de cauciuc; *4* — rezervoare transportabile; *5* — rezervor fix; *6* — pompă de vacuumare (Q = 550 l/s); *7* — strat de beton vacuumat; *8* — strat de beton în curs de vacuumare; *9* — strat de beton care urmează a fi vacuumat; *10* — tegofil; *11* — strat de bitum; *12* — plasă de sîrmă ∅ 1,2 mm cu ochiuri de 5 mm; 13 — plasă de sîrmă ∅ 0,3 mm cu ochiuri de 1,5 mm; *14* — pînză de in cu 25 fire pe cm².

compartimentată în panouri de lățimea cofrajului și de înălțimea stratului de betonare. Durata de vacuumare a fost de 20 ... 30 min. Cantitatea de apă extrasă pe metru pătrat a fost de 8 ... 10 l. Betonul vacuumat are o rezistență la compresiune superioară cu 50% față de cea obținută pe cuburile de probă.

44. Cofraje demontabile

Se execută din panouri (care în general reprezintă mantaua cofrajului cățărător) și elemente ajutătoare asamblate și demontate cu ocazia fiecărei turnări (fig. 18-39). Se folosesc la cofrarea primei lamele de pe betonul de egalizare, pentru a permite desfășurarea în continuare a betonării cu cofraje cățărătoare și la betonarea pilelor cu lamele mai înalte decît modulul panoului (2 m).

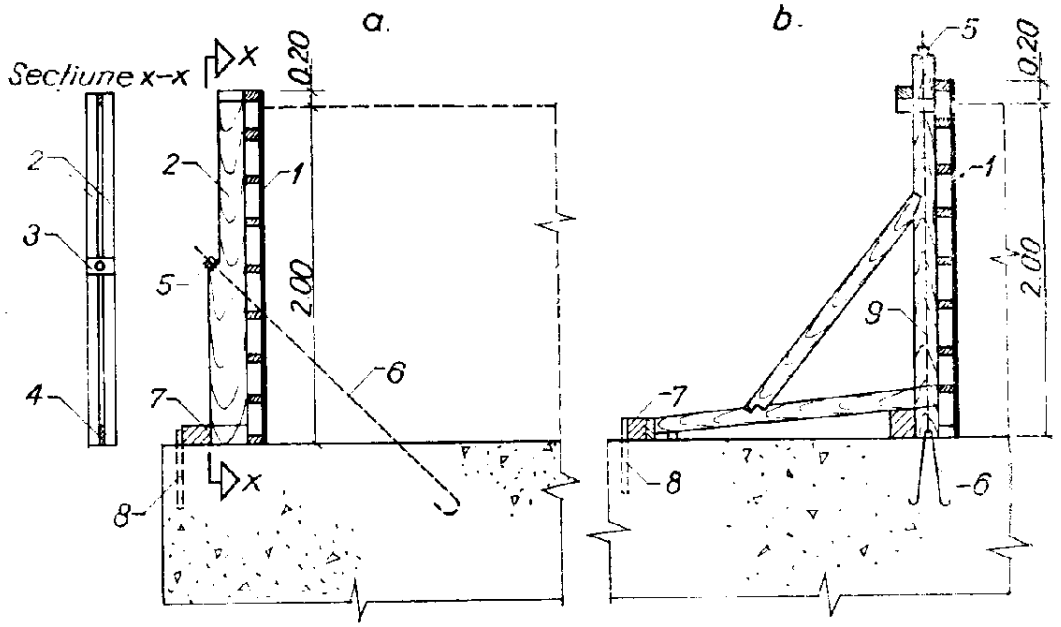


Fig. 18-39. Cofraje demontabile:
a — cu ancore în interior; *b* — cu sprijinire și ancore în exterior; *1* — panou tip (eventual panoul cofrajului cățărător); *2* — montant; *3* — plăcuță metalică; *4* — distanțier; *5* — piuliță; *6* — ancoră; *7* — grindă longitudinală; *8* — ancoraj; *9* — tirant.

45. Cofraje fixe

Sînt cofraje care se execută din lemn la fața locului, în zone în care nu pot fi utilizate celelalte tipuri de cofraje: zona dispozitivelor de etanșare (dacă nu se aplică un tip special de cofraj cățărător), zona lamelelor de egalizare, zona de trecere a conductelor prin suprafața cofrată, de trecere a armăturilor, ghidajele etc. Aceste cofraje necesită manoperă multă și consum mare de material lemnos. De cîte ori este posibil se recomandă înlocuirea lor cu cofraje tip, sau reducerea cît mai mult a suprafețelor cofrate cu cofraje fixe.

Cofrajele fixe se utilizează curent pentru cofrarea suprafețelor curbe speciale (racordări de intrare la goliri și prize, planșeul camerei spirale și cotul aspiratorului la centrale etc.).

46. Cofraje autoportante

Cofrajele autoportante se folosesc pentru betonarea planșeelor peste goluri, sau unde armătura de rezistență poate fi asamblată sub formă de ferme autoportante care pot prelua sarcina dată de cofraj și betonul primei lamele. Soluția a fost folosită spre exemplu la betonarea planșeului golirilor de fund de la barajul *Porțile de Fier*.

S-au executat cofraje autoportante și la betonarea bolților barajului *Beni-Bahdel* (fig. 18-40). Aici s-au executat ferme metalice care au fost dimensionate să reziste la greutatea cofrajului și a betonului, în timpul betonării, și să constituie totodată o cotă parte din armătura de rezistență a bolții în exploatare.

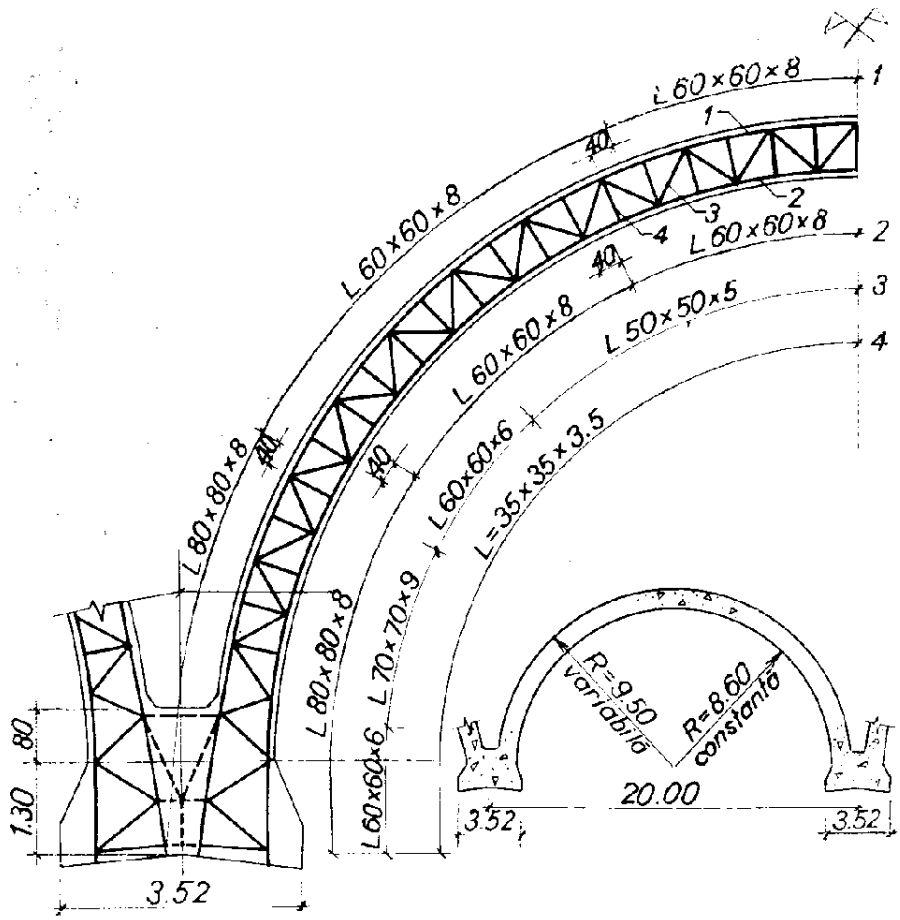


Fig. 18-40. Fermă metalică autoportantă la barajul Beni-Bahdel:
1 — talpă exterioară; *2* — talpă interioară; *3* — diagonale; *4* — montanți.

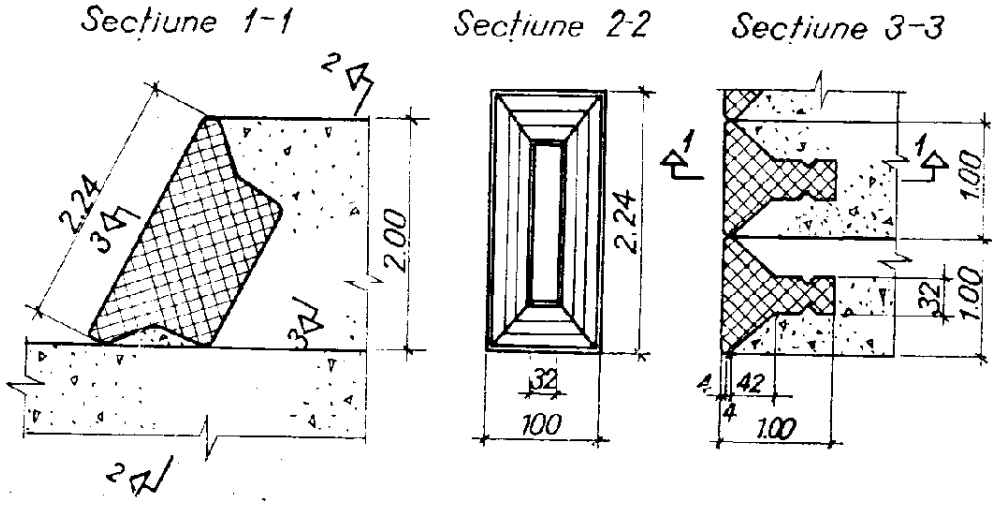


Fig. 18-41. Cofraj prefabricat utilizat la barajul Poiana Uzului (2,5 t).

Distanța între ferme a fost de 50 cm. Fermele s-au asamblat în pachete de cîte 4 bucăți, de dimensiuni corespunzătoare unei bolți. Legarea fermelor aparținînd la două bolți vecine s-a efectuat la fața locului în zona de naștere a bolților.

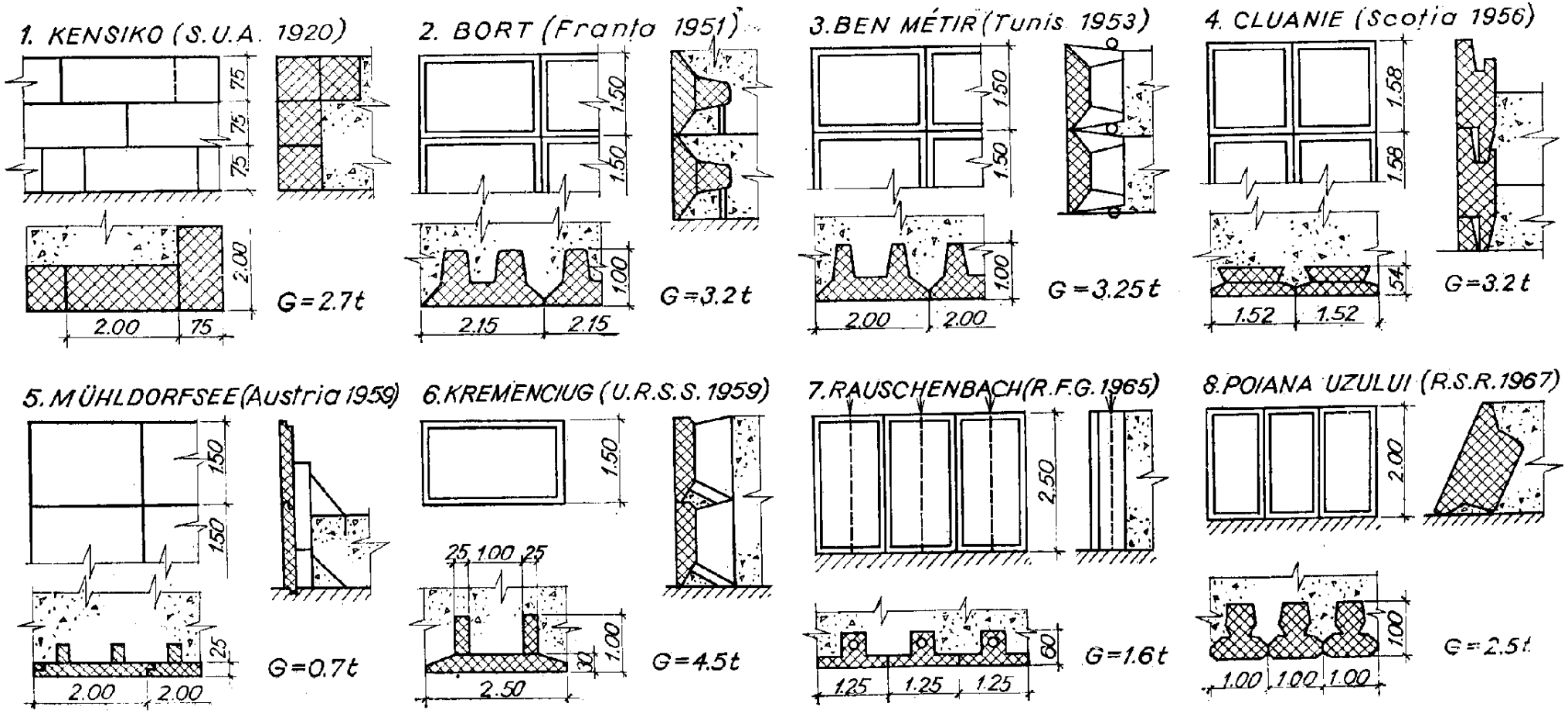


Fig. 18-42. Tipuri de elemente prefabricate pentru baraje.

47. Cofraje prefabricate

Cofrajele prefabricate sînt curent folosite ca elemente de cofrare a planșeelor peste goluri în perioada betonării, rămînînd apoi înglobate în masa betonului. Folosirea lor permite reducerea termenelor de execuție și realizarea de importante reduceri de material de cofrare. Se fabrică de greutăți limitate la posibilitățile de ridicare ale utilajului de betonare din zona respectivă. Nu se folosesc acolo unde se cere o suprafață fără rugozități și unde rosturile dintre prefabricate constituie puncte slabe pentru acțiunea erozivă și de cavitație a apei.

O concepție modernă de utilizare a cofrajelor prefabricate pe scară industrială a fost aplicată la cofrarea părții inferioare a contraforților barajului *Poiana Uzului* [9] (fig. 18-41). Greutatea elementelor a fost de 2,5 t. Pentru realizarea unui contact cît mai bun între betonul proaspăt și prefabricat, suprafața de contact a prefabricatului cu betonul s-a tratat după 3 ... 4 ore de la decofrare, cu un jet de apă și aer la o presiune de 4 atmosfere.

Compoziția betonului folosit la execuția prefabricatelor de la barajul *Poiana Uzului*, pentru realizarea unui beton de marcă B200, a fost:

— nisip 0 ... 3 mm ..... 710 kg/m³
— pietriș 3 ... 15 mm ..... 610 kg/m³
— pietriș 15 ... 50 mm ..... 720 kg/m³
— ciment ..... 270 kg/m³
— plastifiant SSB ..... 2,7 kg/m³
— apă ..... 142 l/m³

Prefabricatele din beton au fost utilizate și la realizarea căilor de circulație și a parapetelor situate la coronamentul lucrărilor hidrotehnice (barajele *Vidraru*, *Paltinul* etc.).

În figura 18-42 sînt arătate diverse tipuri de prefabricate utilizate la execuția barajelor. Din experiența aplicării elementelor prefabricate se desprind următoarele principii [9]:

— forma și greutatea unui element se aleg astfel încît el să fie stabil la montarea și la turnarea betonului;

— rețeta betonului din care se confecționează elementul se determină astfel încît decofrarea să fie posibilă cît mai repede după turnare;

— rosturile de contact între elementele vecine se aleg cu o suprafață minimă.

BIBLIOGRAFIE

1. Steopoe, A. *Materiale de construcții.* București, 1964.
2. Juster, E. ș.a. *Materiale pentru construcțiile hidrotehnice. Manualul inginerului hidrotehnician, vol. I, Secțiunea XIII.* București, 1970.
3. Roš, M. *Zemente für grosse Talsperren.* Zürich, 1956.

4. M. E. E. *Instrucțiuni tehnice departamentale pentru execuția și controlul betoanelor folosite la construcțiile hidrotehnice.* București, 1966.
5. Nourescu, A., Juster, E., Dumitrescu, I., Rusmănică, I. *Studiul betoanelor și rezultatele obținute la execuție pentru patru baraje mari din România.* Hidrotehnica, nr. 6—7, 1964.
6. Catona, I., Dragomir, D., Tatu, D. *Studiul betoanelor și rezultatele obținute la execuția barajului arcuit Vidraru — Argeș.* Hidrotehnica, nr. 5, 1966.
7. * * * *Norme ACAI e Ministeriali* (1256). Milano, 1963.
8. Steopoe, A. *Durabilitatea betoanelor.* București, 1965.
9. Prișcu, R., Flegont, G. *Barajul cu contraforți Poiana Uzului.* Hidrotehnica, nr. 12, 1971.
10. C. S. C. A. S., *Normativ pentru executarea lucrărilor de construcții pe timp friguros.* Buletinul CSCAS 7, 1962.
11. Stucky, J. P. *Statistique et Sécurité.* S.A.W.T. nr. 7, 1960.
12. Stucky, J. P. *Le barrage de Moiry.* Revue Polytechnique Suisse, nr. 20, 21, 1962.
13. Diacon, A., Juster, E., Dragomir, D., Petcu, A., Popescu, V. *Măsurători de control la barajul Izvorul Muntelui — Bicaz.* Hidrotehnica nr. 6—7, 1964.
14. Juster, E. *Eforturi de temperatură provocate de căldura de hidratare a cimentului în betonul construcțiilor masive.* Teză de doctorat, I.C.B., București, 1970.
15. Juster, E., Horodinschi, O., Dragomir, D. *Răcirea betoanelor la barajul Vidraru.* Comunicări tehnico-științifice ISPH. București, 1967.
16. Mandry, W. *Über das Kühlen von Beton.* Berlin, 1961.
17. Stucky, A., Derron, M. *Problèmes thérmiques posés par la construction des barrages.* Lausanne, 1957.
18. Lee, C. R. *Temperature and other factors influencing the cracking of concrete in a dam.* Huitième Congrès des Grands Barrages, Edinbourg, 1964.
19. Emmons, W., Larik, O., Hornby, P. *Control of cracking in TVA concrete gravity dams.* Proceedings ASCE, february, 1960.
20. Wangh, W., Rhodes, J. *Control of cracking in concrete gravity dams.* Proceedings ASCE, october, 1959.
21. Townsend, Ch. *USBR practices for control of cracking in arch dams.* Proceedings ASCE, august, 1959.

CAPITOLUL 19

ÎNCERCĂRI PE MODELE STRUCTURALE

§ 1. CONSIDERAȚII GENERALE

1. Problematica încercărilor pe modele

Problemele teoretice ridicate de complexitatea comportării barajelor conduc la forme de ecuații de obicei greu sau imposibil de rezolvat [1]. Simplificările și aproximațiile care se introduc cu privire la alegerea schemei de calcul, la adoptarea condițiilor de contur, sau asupra discontinuităților, neomogenităților și anizotropiilor, îndepărtează calculul de realitate. Pe de altă parte capacitatea de rezistență a structurii, exprimată uneori prin coeficientul de siguranță, nu se poate evalua prin calcul decît convențional. Într-un calcul exact ar trebui să se țină seama de relații neliniare efort-deformație.

Pe aceste considerente a apărut necesară cercetarea experimentală a comportării barajelor. Întrucît aceste lucrări sînt *unicate*, nu se poate pune problema încercării lor la scară naturală, ci numai de urmărire și supraveghere a lor. Încercarea pe model apare deci ca o metodă de studiu adecvată și economică (economie de timp, manoperă, materiale), care permite să se studieze în condiții constante de laborator comportarea viitorului prototip.

Domeniul problemelor care pot fi soluționate prin încercări pe modele este foarte divers. Astfel [2], [3], [4], aceste încercări:

— permit studiul barajelor cu geometrie complicată;

— țin seama de orice detalii, goluri și discontinuități în baraj, sau neomogenități și anizotropii în terenul de fundație;

— țin seama de proprietățile materialelor de construcții;

— permit, în stadiul elastic, studiul separat al efectului fiecărei categorii de sarcini și, prin încărcarea repetată a modelului, furnizează date imposibil de obținut pe prototip;

— permit verificarea structurii la sarcini dinamice și furnizează date necesare pentru calculul teoretic;

— permit verificarea simultană a mai multor variante;

— permit determinarea coeficientului global de siguranță prin încercarea de rupere;

— permit verificarea fazelor de execuție care la rîndul lor au o influență asupra comportării lucrării.

Din punct de vedere economic, o încercare pe model reprezintă o fracțiune mică din investiția lucrării a cărei siguranță justifică cheltuielile de cercetare.

Încercările pe model reprezintă, ca și studiile de teren, de laborator și de birou (proiectare), o verigă obligatorie pentru realizarea unui baraj de tip sau proporții deosebite, în condiții de siguranță și economicitate. De aceea aproape toate marile baraje construite au trecut prin faza încercărilor pe modele.

2. Istoricul modelării în domeniul barajelor

Primele modele de baraje s-au construit din cauciuc în 1908 în Anglia *(Wilson* şi *Gore)*. Încercări sistematice se semnalează abia după 1922 în S.U.A., remarcabile pentru începuturile activităţii în acest domeniu fiind studiile foarte ample efectuate pentru barajul *Boulder* (1930). La început modelele se executau din cauciuc sau din beton, apoi din ipsos şi materiale plastice.

Evoluţia ulterioară a modelării a fost rapidă, încercările pe modele devenind o metodă curentă de cercetare şi proiectare a barajelor, în special a barajelor arcuite. S-au creat adevărate şcoli de cercetare pe lîngă marile laboratoare, care au introdus metode originale, contribuind în mare măsură la completarea cunoştinţelor teoretice din acest domeniu. Asemenea laboratoare—şcoli activează în Italia, Portugalia, Franţa, S.U.A., U.R.S.S. şi Japonia. De asemenea, cercetări remarcabile se fac în Elveţia, Cehoslovacia, Iugoslavia şi Austria.

În ţara noastră s-au executat, începînd din 1956 şi pînă în prezent, în laboratoarele ISPH — Bucureşti, încercări pe modele structurale (atît tensometrice cît şi fotoelastice) pentru verificarea proiectelor la barajele: *Negovanu, Teliuc, Vidraru, Secul, Baciu, Vîlsan, Paltinul, Valea lui Iovan, Tarniţa, Galbenul, Porţile de Fier* etc.

3. Definiţii şi clasificări

În domeniul încercărilor pe modele elementele care se compară sînt *prototipul* şi *modelul*. Prototipul este construcţia hidrotehnică din natură, a cărei comportare se investighează. Modelul este reproducerea construcţiei la scară (geometrică şi fizică), care permite cercetarea comportării prototipului, similar solicitat. Simplist, modelul este un baraj de laborator. Măsurîndu-i deformaţiile şi deplasările sub sarcini, se poate determina comportarea prototipului.

Încercările pe modele de baraje şi de construcţii hidrotehnice în general, se pot clasifica în funcţie de mai multe criterii.

În funcţie de dimensiunile modelelor şi de starea de efort se disting:

— încercări plane, destinate în special elementelor componente şi secţiunilor de baraje solicitate în planul lor;

— încercări spaţiale, destinate întregului corp al barajului sau ansamblului baraj-fundaţie.

În funcţie de mijloacele de investigare se deosebesc:

— încercări tensometrice, care folosesc mijloace de măsurare a deformaţiilor şi deplasărilor;

— încercări fotoelastice, care permit determinarea stării de efort pe baza activităţii optice a materialului modelului;

— încercări complexe, care folosesc şi metode tensometrice şi fotoelastice, ca şi alte mijloace de investigare.

În funcţie de tipul sarcinilor care se aplică modelelor se disting:

— încercări statice, cînd se aplică sarcini de tipul presiunii hidrostatice, greutăţii proprii, subpresiunii, practic invariabile în timp;

— încercări dinamice, cînd se aplică forțe variabile în timp, spre exemplu solicitările seismice;

— încercări speciale, cum sînt cele termice, ș.a.

§ 2. BAZELE TEORETICE ALE MODELĂRII

4. Noțiuni introductive

Teoria similitudinii fundamentează posibilitatea modelării și stabilește relațiile de transformare biunivocă între model și prototip, ca și domeniul de valabilitate al acestor relații. Se definesc în cele ce urmează cîteva din noțiunile de bază ale teoriei similitudinii.

Mărime fizică reprezintă orice proprietate a corpurilor care poate înregistra variații în sensul măririi sau micșorării.

Măsurare fizică este operațiunea de comparare a unei mărimi fizice cu o valoare de aceeași speță cu ea, aleasă drept unitate de măsură. Fie mărimea fizică A și a unitatea de măsură aleasă. Operațiunea $\frac{A}{a} = \alpha$ reprezintă o măsurătoare fizică. Rezultatul măsurătorii, α este valoarea numerică a mărimii de măsurat, iar A este numită *valoarea mărimii respective*. Aceeași mărime fizică, A, poate fi măsurată cu mai multe unități de măsură a_1, a_2, ... a_n și ca urmare se obțin valori numerice diferite α_1, α_2 ... α_n, legate prin relația:

$$A = \alpha_1 a_1 = \alpha_2 a_2 = \ldots = \alpha_n a_n. \tag{1}$$

Valoarea unei mărimi nu depinde de unitatea de măsură aleasă. Valorile numerice ale aceleiași mărimi sînt invers proporționale cu unitățile de măsură folosite.

Mărimi fundamentale sau *primare* sînt mărimile fizice, alese din totalitatea mărimilor cunoscute, care au proprietăți obiective și din care se pot deduce pe baza relațiilor fizice existente celelalte mărimi fizice. O grupă de mărimi fundamentale este compusă din numărul minim de astfel de mărimi necesar pentru a putea exprima cu ajutorul lor toate celelalte mărimi fizice. În același timp este necesar ca nici una dintre mărimile fundamentale ale grupării să nu poată fi exprimată cu ajutorul celorlalte mărimi alese.

Mărimi derivate sînt mărimile introduse prin relații de definiție din mărimile fundamentale alese în prealabil. Mărimi derivate sînt deci toate mărimile în afara mărimilor fundamentale.

Unitățile de măsură ale mărimilor fundamentale se numesc *unități de măsură fundamentale*, ele alcătuind sistemele de unități de măsură. Unitățile de măsură ale mărimilor derivate se numesc *unități de măsură secundare*.

Ecuația dimensiunilor pentru o mărime derivată oarecare A este relația care indică dependența acestei mărimi față de mărimile fundamentale ale grupării în raport cu care se scrie ecuația. Spre exemplu dacă se scrie ecuația dimensiunilor mărimii A în raport cu gruparea de mărimi fundamentale X_1, X_2 ... X_n

$[A] = [X_1^{r_1}, X_2^{r_2}, ..., X_n^{r_n}]$, aceasta indică faptul că A depinde de puterea r_1 a mărimii X_1, de puterea r_2 a mărimii X_2, respectiv de puterea r_n a mărimii X_n. Puterile $r_1, r_2, ..., r_n$ se numesc *dimensiunile mărimii derivate A*. Ele pot fi numere întregi sau fracţionare, negative sau pozitive şi chiar zero.

Pentru mărimile din mecanică cea mai uzuală este grupa de mărimi fundamentale [L M T], adică lungime, masă, timp. În raport cu această grupare, ecuaţiile dimensionale ale mărimilor derivate sînt de forma:

viteza $v = \frac{L}{t}$ $[v] = \frac{[L]}{[T]} = [LT^{-1}]$;

acceleraţia $a = \frac{v}{t}$ $[a] = \frac{[LT^{-1}]}{[T]} = [LT^{-2}]$;

forţa $F = ma$ $[F] = [M][LT^{-2}] = [LMT^{-2}]$.

Pentru extinderea în întreaga fizică această grupare este completată cu intensitatea în electricitate, temperatura în căldură, intensitatea luminoasă în optică, realizînd grupa generală [L M T I θ cd]. Ansamblul unităţilor de măsură format pe baza acestei grupări defineşte sistemul internaţional de unităţi S.I. Faţă de grupa mărimilor fundamentale ale sistemului internaţional, tabloul principalelor mărimi derivate se prezintă ca în tabelul 19-1.

Omogenitatea este condiţia impusă relaţiilor fizice de a avea fiecare termen al ecuaţiei cu aceeaşi ecuaţie dimensională. Condiţia de omogenitate este obligatorie pentru corectitudinea relaţiei respective.

TABELUL 19-1

Denumirea şi simbolul mărimii	Ecuaţia dimensională	Unitatea de măsură
1	2	3
Lungime (L)	$[L]$	m
Unghi plan (α, β, γ)	—	rad
Moment de inerţie (I)	$[L^4]$	m^4
Modul de rezistenţă (W)	$[L^3]$	m^3
Viteză $\left(v, \frac{du}{dt}\right)$	$[LT^{-1}]$	m/s
Acceleraţie $\left(a, \frac{d^2u}{dt^2}\right)$	$[LT^{-2}]$	m/s^2
Viteză unghiulară (ω)	$[T^{-1}]$	s^{-1}
Masă (m)	$[M]$	kg
Forţă (F)	$[LMT^{-2}]$	N
Densitate (ρ)	$[L^{-3}M]$	N/m^3
Presiune (p)	$[L^{-1}MT^{-2}]$	N/m^2
Energie mecanică (E, W)	$[L^2MT^{-2}]$	J
Putere (P)	$[L^2MT^{-3}]$	Watt, W
Momentul unei forţe (M)	$[L^2MT^{-2}]$	Nm
Modul de elasticitate (E, G)	$[L^{-1}MT^{-2}]$	N/m^2
Coeficientul lui Poisson (μ)	—	—
Timpul (t)	$[T]$	s
Temperatura (θ)	$[\theta]$	°K
Coeficientul de difuzibilitate (a)	$[L^2T^{-1}]$	m^2/h
Coeficientul de conductibilitate termică (λ)	$[LMT^{-3}\theta^{-1}]$	cal/kg°C

5. Considerații de analiză dimensională

Mărimile fizice care intervin în desfășurarea unui fenomen satisfac relații fizice denumite *legi*, a căror expresie matematică poate fi algebrică, diferențială sau integrală. Relațiile matematice care permit analiza fenomenului definesc modelul lui matematic. Totalitatea fenomenelor caracterizate de același model matematic alcătuiesc o clasă de fenomene. Dacă fenomenele unei clase aparțin aceluiași domeniu al fizicii, fenomenele sînt *simile*, iar dacă ele fac parte din domenii diferite sînt fenomene *analoage*. Un fenomen este reprezentat fidel de modelul său matematic numai atunci cînd se cunosc condițiile de unicitate care separă fenomenul dat de celelalte fenomene ale clasei.

Legat de aceste elemente se definesc postulatele fizicii teoretice:

— fenomenul fizic poate fi descris cu ajutorul unui sistem de ecuații, denumite *ecuații funcționale*;

— evoluția fenomenului este independentă de sistemul de unități adoptat.

Sistemul de ecuații care definește fenomenul nu este întotdeauna rezolvabil. Se poate proceda în acest caz pe două căi. Fie se acceptă rezolvarea aproximativă admițînd unele simplificări, fie se efectuează rezolvarea pe cale experimentală.

6. Criterii adimensionale

Ecuațiile funcționale ale unui fenomen exprimă de fapt relații între valorile numerice ale mărimilor fizice care intervin în desfășurarea lui. Aceste valori numerice sînt legate implicit de un anumit sistem de unități. Pentru a explicita invarianța ecuațiilor funcționale în raport cu unitățile de măsură este necesară exprimarea adimensională a mărimilor care intervin în desfășurarea fenomenului și deci în relații.

Ecuațiile funcționale exprimă legături între termeni de aceeași natură fizică și deci dimensional sînt omogene. Spre exemplu ecuația funcțională:

$$S_1 + S_2 + \ldots + S_n = 0 \tag{2}$$

are termenii S_i de aceeași natură. Dacă $S_k \neq 0$, atunci

$$\frac{S_1}{S_k} + \frac{S_2}{S_k} + \ldots + 1 + \ldots + \frac{S_n}{S_k} = 0 \tag{3}$$

exprimă aceeași legătură.

Toți termenii ecuației funcționale (3), de tipul $\frac{S_i}{S_k}$, sînt adimensionali și se numesc *criterii adimensionale*. Ecuația obținută (3) poartă numele de *ecuație criterială* și este invariantă față de sistemul de unități de măsură adoptat.

7. Teorema π

Teorema π, cunoscută și sub denumirea de *teorema Vashy—Buckingham*, permite evidențierea produselor adimensionale care reglează similitudinea. Ea se poate enunța sub forma:

Orice relație omogenă dimensional între n mărimi fizice, $f(x_1, x_2, ..., x_n) = 0$, antrenează existența unei alte relații $\varphi(\pi_1, \pi_2, ..., \pi_{n-p}) = 0$ între $n - p$ mărimi adimensionale formate din produse de forma $\pi = X_1^{\alpha}, X_2^{\beta}, ..., X_n^{\nu}$ ale puterilor mărimilor $X_1, X_2, ..., X_n$; p este numărul maxim de mărimi fundamentale de care depind $X_1, X_2, ..., X_n$, sau, într-o altă exprimare, rangul maxim al submatricei diferită de zero din matricea dimensiunilor celor n mărimi.

Pentru demonstrație se consideră relația omogenă dimensional

$$f(X_1, X_2, ..., X_n) = 0, \tag{4}$$

care reprezintă ecuația funcțională a fenomenului studiat. Mărimile $X_1, X_2 ... X_n$ se pot exprima în funcție de mărimile fundamentale L, M, T, ... prin ecuațiile dimensionale:

$$\begin{aligned} [X_1] &= [L^{r_{1,1}} \; M^{r_{1,2}} \; T^{r_{1,3}} \; ...] \\ [X_2] &= [L^{r_{2,1}} \; M^{r_{2,2}} \; T^{r_{2,3}} \; ...] \\ &\vdots \\ [X_n] &= [L^{r_{n,1}} \; M^{r_{n,2}} \; T^{r_{n,3}} \; ...] \end{aligned} \tag{5}$$

Matricea dimensiunilor mărimilor fizice $X_1, X_2, ..., X_n$ are deci alcătuirea:

	X_1	X_2	X_3	...	X_n
L	$r_{1,1}$	$r_{2,1}$	$r_{3,1}$	...	$r_{n,1}$
M	$r_{1,2}$	$r_{2,2}$	$r_{3,2}$	...	$r_{n,2}$
T	$r_{1,3}$	$r_{2,3}$	$r_{3,3}$	...	$r_{n,3}$
.	.	.	.	...	.
.	.	.	.	...	.

(6)

Cu ajutorul ecuației funcționale (4) se poate stabili, prin înlocuire, relația dintre valorile numerice ale celor n mărimi considerate:

$$f\left(\frac{X_1}{x_1}, \frac{X_2}{x_2}, ..., \frac{X_n}{x_n}\right) = 0, \tag{7}$$

în care $x_1, x_2 ... x_n$ sînt unitățile de măsură corespondente.

Se presupune că în domeniul fenomenului studiat există p mărimi independente $X_1, X_2 ... X_p$. Condiția ca acestea să alcătuiască o nouă grupare de mărimi fundamentale este ca nici una să nu poată fi dedusă din celelalte, ceea ce înseamnă că sistemul:

$$\begin{aligned} [X_1] &= [L^{r_{1,1}} \; M^{r_{1,2}} \; T^{r_{1,3}} \; ...] \\ &\quad . \quad . \quad . \quad . \; ... \\ &\quad . \quad . \quad . \quad . \; ... \\ [X_p] &= [L^{r_{p,1}} \; M^{r_{p,2}} \; T^{r_{p,3}} \; ...] \end{aligned}$$

este determinat. Deci p reprezintă rangul maxim al submatricei diferită de zero din matricea dimensiunilor (6).

În raport cu noua grupare admisă ecuațiile dimensionale au forma:

$$\begin{aligned}
[X_1] &= [X_1] \\
&\vdots \\
[X_p] &= [X_p] \\
[X_{p+1}] &= [X_1]^{C_{1,p+1}} \; [X_2]^{C_{2,p+1}} \; \ldots \; [X_p]^{C_{p,p+1}} \\
&\vdots \qquad\quad \vdots \qquad\quad \vdots \qquad\quad\; \vdots \\
[X_n] &= [X_1]^{C_{1,n}} \; [X_2]^{C_{2,n}} \; \ldots \; [X_p]^{C_{p,n}}
\end{aligned} \tag{8}$$

Bazat pe gruparea de mărimi fundamentale $X_1 \ldots X_p$ se poate adopta un nou sistem de unități de măsură astfel încît valorile numerice corespunzătoare să fie egale cu unitatea:

$$\frac{X_1}{\overline{x}_1} = 1; \quad \frac{X_2}{\overline{x}_2} = 1; \ldots \frac{X_p}{\overline{x}_p} = 1 \tag{9}$$

Unitățile de măsură derivate (secundare) vor fi la rîndul lor de forma $p < i \leqslant n$):

$$\bar{x}_i = \bar{x}_1^{C_{1,i}} \; \bar{x}_2^{C_{2,i}} \ldots \bar{x}_p^{C_{p,i}}. \tag{10}$$

Relația (7) între valorile numerice ale mărimilor $X_1 \ldots X_n$ devine în acest caz:

$$f\left(\frac{X_1}{\overline{x}_1}, \ldots, \frac{X_p}{\overline{x}_p}, \frac{X_{p+1}}{\bar{x}_1^{C_{1,p+1}} \bar{x}_2^{C_{2,p+1}} \ldots \bar{x}_p^{C_{p,p+1}}}, \ldots, \frac{X_n}{\bar{x}_1^{C_{1,n}} \bar{x}_2^{C_{2,n}} \ldots \bar{x}_p^{C_{p,n}}}\right) = 0 \tag{11}$$

sau ținînd seama de (9), care implică și $\bar{x}_i = X_i (1 \leqslant i \leqslant p)$:

$$f\left(1, \ldots, 1, \frac{X_{p+1}}{\bar{x}_1^{C_{1,p+1}} \bar{x}_2^{C_{2,p+1}} \ldots \bar{x}_p^{C_{p,p+1}}}, \ldots, \frac{X_n}{\bar{x}_1^{C_{1,n}} \bar{x}_2^{C_{2,n}} \ldots \bar{x}_p^{C_{p,n}}}\right) = 0 \tag{12}$$

care este o relație între $n - p$ mărimi adimensionale.

Modul de deducere a produselor adimensionale este valabil în cazul cînd se cunoaște ecuația funcțională. O altă cale constă în a asocia fiecărei mărimi fizice care intervine în fenomenul studiat un produs adimensional de forma:

$$\pi = X_1^{C_1} \; X_2^{C_2} \ldots X_n^{C_n}. \tag{13}$$

Deoarece mărimile $X_1 \ldots X_n$ depind la rîndul lor de mărimile fundamentale L M T ... prin relațiile (5), există matricea dimensiunilor:

	X_1	X_2	X_3	...	X_n
L	$r_{1,1}$	$r_{2,1}$	$r_{3,1}$	...	$r_{n,1}$
M	$r_{1,2}$	$r_{2,2}$	$r_{3,2}$	...	$r_{n,2}$
T	$r_{1,3}$	$r_{2,3}$	$r_{3,3}$	...	$r_{n,3}$
.	.	.	.	...	.
.	.	.	.	...	.
π	C_1	C_2	C_3	...	C_n

(14)

Pentru ca produsele π să fie cu adevărat adimensionale este necesar ca exponenții mărimilor fundamentale L M T ... să fie egali cu zero:

$$\begin{aligned} r_{1,1}C_1 + r_{2,1}C_2 + r_{3,1}C_3 + \ldots + r_{n,1}C_n &= 0 \\ r_{1,2}C_1 + r_{2,2}C_2 + r_{3,2}C_3 + \ldots + r_{n,2}C_n &= 0 \\ r_{1,3}C_1 + r_{2,3}C_2 + r_{3,3}C_3 + \ldots + r_{n,3}C_n &= 0 \\ \ldots & \end{aligned} \tag{15}$$

Sistemul (15) este omogen și compatibil. Admițînd că p este rangul submatricei maxime diferită de zero din matricea coeficienților r_{ij}, există $n - p$ soluții distincte ale combinației $C_1 \ldots C_n$ și deci $n - p$ produse adimensionale π. Alegerea primilor p exponenți C_i este arbitrară. În mod obișnuit se aleg pe rînd unul egal cu unitatea și ceilalți egali cu zero.

Pentru exemplificare se prezintă un caz concret de construcție a produselor adimensionale. Fie cele 4 mărimi fizice independente care intervin în cazul forței de inerție: F — forța, v — viteza, L — lungimea și ρ — densitatea.

Orice produs al lor are forma:

$$[\pi] = [F]^{C_1}[v]^{C_2}[L]^{C_3}[\rho]^{C_4}$$

care, transcris în grupa de mărimi fundamentale L M T, devine:

$$[\pi] = [\mathrm{LMT}^{-2}]^{C_1}[\mathrm{LT}^{-1}]^{C_2}[\mathrm{L}]^{C_3}[\mathrm{L}^{-3}\mathrm{M}]^{C_4},$$

sau

$$[\pi] = [\mathrm{L}]^{C_1+C_2+C_3-3C_4}[\mathrm{M}]^{C_1+C_4}[\mathrm{T}]^{-2C_1-C_2}.$$

Pentru ca π să fie adimensional este necesar ca exponenții mărimilor L M T să fie egali cu zero:

$$\begin{aligned} C_1 + C_2 + C_3 - 3C_4 &= 0 \\ C_1 + C_4 &= 0 \\ -2C_1 - C_2 &= 0. \end{aligned}$$

Alegînd arbitrar $C_1 = 1$, pentru unul din criterii se obține:

$$C_2 = -2;\ C_3 = -2;\ C_4 = -1, \text{ sau } \pi = Fv^{-2}l^{-2}\rho^{-1}.$$

Rezultă:

$$\pi = \frac{F}{v^2 l^2 \rho} = N,$$

denumit *criteriul Newton*. Pentru $C_1 = 0$ se obține cel de al doilea criteriu independent.

8. Similitudine fizică

După cum s-a arătat, există fenomene care au aceeași structură și sînt guvernate de aceleași ecuații funcționale. Ele se denumesc *simile* și realizează similitudinea calitativă. Înseamnă deci că o ecuație criterială descrie nu un singur feno-

men fizic ci un grup de fenomene similare. Comportarea modelului și prototipului fac parte și ele dintr-un astfel de grup.

Similitudinea fizică este o corespondență biunivocă între model și prototip, obținută printr-o transformare de la prototip la model, care lasă neschimbată forma ecuațiilor funcționale și condițiile de unicitate corespunzătoare. Teoria similitudinii are trei teoreme fundamentale care sînt riguros demonstrabile [1], [4], [5], [6], [7], [8].

— Pentru două fenomene fizice asemenea valorile criteriilor adimensionale omoloage sînt egale.

— Orice fenomen fizic poate fi descris cu ajutorul ecuațiilor funcționale exprimate funcție de criteriile de similitudine (teorema π). Soluția generală corespunzătoare este de asemenea exprimată prin intermediul criteriilor de similitudine respective. Soluțiile particulare, care corespund unor condiții de unicitate date, se pot exprima cu ajutorul acelorași criterii și a unor rapoarte adimensionale simple. Aceste rapoarte se scriu între mărimile care intervin la scrierea condițiilor de unicitate și o serie de valori particulare ale acestor mărimi.

— Două sau mai multe fenomene guvernate de aceleași ecuații criteriale și cu aceleași condiții de unicitate sînt asemenea dacă: mărimile care intră în condițiile de unicitate formează un grup de similitudine; criteriile de similitudine în care se înlocuiesc aceste mărimi au valori unice. Sau, mai puțin riguros, condițiile necesare și suficiente ca două fenomene să fie asemenea sînt similitudinea calitativă și egalitatea criteriilor de similitudine omoloage.

În baza acestor legi înseamnă că un fenomen poate fi dedus din altul dacă se aplică parametrilor care intră în desfășurarea acestuia din urmă, transformări care lasă neschimbată forma ecuațiilor funcționale și mărimea criteriilor adimensionale. Cea mai simplă transformare care satisface cerințele este dată de relații de tipul $X_p = X_k X_m$ între parametrii prototipului (X_p) și parametrii modelului (X_m). Mărimea X_k poartă denumirea de *coeficient de scară*. Realizarea similitudinii fizice conduce practic la relații între coeficienții de scară de tipul X_k.

9. Similitudine completă și incompletă

Utilizarea tuturor criteriilor adimensionale în analiza fenomenului conduce la similitudinea completă.

Dar nu întotdeauna criteriile care apar în analiză au o importanță egală. Unele din ele sînt determinante, iar altele de ordin secundar. Spre exemplu, dacă din soluția $\psi(\pi_1, \pi_2 \ldots)$ a ecuației criteriale se explicitează criteriul care conține mărimea care interesează, expresia lui se poate scrie ca un produs de puteri constante ale celorlalte criterii:

$$\pi_i = A\pi_1^{m_1}\pi_2^{m_2} \ldots \pi_{n-p}^{m_{n-p}} \ldots \pi_s^{m_s}\left(\frac{x}{x_0}\right)_{s+1}^{m_{s+1}} \ldots \left(\frac{x}{x_0}\right)_u^{m_u} \tag{16}$$

în care pe lîngă cele $n - p$ criterii ale soluției generale mai intervin $s - (n - p)$ criterii adimensionale din condițiile de unicitate și $u - [s - (n - p)]$ rapoarte adimensionale între mărimile ce intervin în condițiile de unicitate și valorile lor particulare.

Pentru un criteriu determinant valoarea mare a exponentului m_i evaluează influența lui asupra fenomenului. Un criteriu secundar este caracterizat de un exponent apropiat de zero.

Pe baza acestei constatări se pot reține în ecuația criterială numai criteriile determinante și în acest caz se realizează o similitudine incompletă. Similitudinea incompletă, deși simplifică modelarea, necesită o alegere judicioasă a tipurilor de criterii întrucît poate conduce la erori. Se recomandă ca în acest caz ecuațiile stabilite experimental să nu fie extrapolate în afara domeniului cercetat și să nu fie folosite în calculul practic, fără a avea precizate condițiile în care au fost stabilite.

10. Stabilirea relațiilor de similitudine cînd nu se cunosc ecuațiile funcționale ale fenomenului

Etapele de lucru pentru stabilirea relațiilor de similitudine și apoi a mărimilor necunoscute de pe prototip sînt:

— analiza fenomenului și stabilirea parametrilor de care depinde;

— determinarea seriei de produse adimensionale pentru stabilirea criteriilor și apoi calculul relațiilor de similitudine între coeficienții de scară;

— executarea și încercarea modelului pentru determinarea valorilor criteriilor adimensionale de pe model;

— aplicarea valorilor criteriilor deduse experimental pentru calculul efectiv al mărimilor necunoscute.

Pentru exemplificare se explicitează etapele enunțate pentru un prototip la care urmează să se determine eforturile și deplasările într-un proces de deformare elastică.

Etapa 1. Parametrii care intervin în procesul de deformare elastică sînt:

σ — eforturi unitare; u — deplasări;

F — forțe; M — momente;

L — lungimi; μ — coeficient Poisson.

E — modul de elasticitate;

Acești parametri sînt legați prin două ecuații funcționale de forma generală:

$$f_1(\sigma, F, M, L, E, \mu) = 0 \tag{17}$$

$$f_2(u, F, M, L, E, \mu) = 0 \tag{18}$$

Etapa 2. Căutînd produsele adimensionale se constată că pentru prima ecuație orice produs al mărimilor care intervin este de forma:

$$[\pi] = [\sigma]^{C_1}[F]^{C_2}[M]^{C_3}[L]^{C_4}[E]^{C_5}[\mu]^{C_6}.$$

Exprimînd mărimile fizice care intervin, în grupa de mărimi fundamentale *LFT*, se obține:

$$[\pi] = [L^{-2}F]^{C_1}[F]^{C_2}[LF]^{C_3}[L]^{C_4}[L^{-2}F]^{C_5}[1]^{C_6} =$$

$$= [L]^{-2C_1+C_3+C_4-2C_5}[F]^{C_1+C_2+C_3+C_5}[1]^{C_6}.$$

Pentru a realiza produse adimensionale este necesar ca exponenții mărimilor fundamentale să fie egali cu zero:

$$-2C_1 + C_3 + C_4 - 2C_5 = 0$$

$$C_1 + C_2 + C_3 + C_5 = 0$$

Exponenții C_1, C_2, C_3 și C_6 se pot alege arbitrar, urmînd ca celor patru combinații posibile să le corespundă valorile C_4 și C_5 și cele patru criterii adimensionale. Admițînd $C_6 = 0$ și atribuind pe rînd valoarea 1 unuia dintre exponenții C_1, C_2, C_3 și zero celorlalți se obțin primele trei criterii:

$$\frac{\sigma}{E}; \quad \frac{F}{L^2E}; \quad \frac{M}{L^3E}.$$

Atribuind apoi valoarea 1 lui C_6 și zero celorlalți, se obține ultimul criteriu μ. Ecuația (17) scrisă criterial devine:

$$f_1\left(\frac{\sigma}{E}, \quad \frac{F}{L^2E}, \quad \frac{M}{L^3E}, \quad \mu\right) = 0. \tag{19}$$

Procedînd în mod asemănător ecuația (18) se transformă și ea în ecuația criterială:

$$f_2\left(\frac{F}{L^2E}, \quad \frac{uLE}{F}, \frac{M}{LF}, \quad \mu\right) = 0. \tag{20}$$

Criteriile adimensionale (de similitudine) trebuie să fie egale pe model și pe prototip. Notînd cu indicele m mărimile de pe model și cu indicele p mărimile de pe prototip rezultă:

$$\begin{gathered}
\frac{\sigma_m}{E_m} = \frac{\sigma_p}{E_p}; \quad \frac{F_m}{E_m L_m^2} = \frac{F_p}{E_p L_p^2}; \\
\frac{M_m}{L_m^3 E_m} = \frac{M_p}{L_p^3 E_p}; \quad \mu_m = \mu_p; \\
\frac{u_m L_m E_m}{F_m} = \frac{u_p L_p E_p}{F_p}; \quad \frac{M_m}{F_m L_m} = \frac{M_p}{F_p L_p};
\end{gathered} \tag{21}$$

sau scrise ca rapoarte:

$$\frac{m}{p} = \frac{E_m}{E_p}; \quad \frac{F_m}{F_p} = \frac{E_m}{E_p}\left(\frac{L_m}{L_p}\right)^2 \ldots \text{ etc.}$$

Dacă se introduc coeficienții de scară definiți anterior:

$$\begin{gathered}
\frac{\sigma_m}{\sigma_p} = \frac{1}{\sigma_k}; \quad \frac{F_m}{F_p} = \frac{1}{F_k}; \\
\frac{u_m}{u_p} = \frac{1}{u_k}; \quad \frac{E_m}{E_p} = \frac{1}{E_k}; \\
\frac{L_m}{L_p} = \frac{1}{L_k}; \quad \frac{\mu_m}{\mu_p} = \frac{1}{\mu_k};
\end{gathered}$$

elaţiile de similitudine rezultate din egalitatea criteriilor vor fi:

$$\sigma_k = E_k; \quad F_k = E_k L_k^2; \quad \mu_k = 1;$$

$$u_k = \frac{F_k}{E_k L_k}; \quad M_k = F_k L_k. \tag{22}$$

Etapa 3. Alegînd scările de similitudine în baza acestor relaţii se realizează modelul şi se determină experimental valorile criteriilor adimensionale.

Etapa 4. Calculul mărimilor de pe prototip se face folosind valorile coeficienţilor de scară determinaţi (X_k), dacă s-au stabilit toate relaţiile de similitudine. Acelaşi calcul se poate face şi scriind direct egalitatea criteriilor adimensionale pe model şi prototip.

Spre exemplu, fiind determinată valoarea criteriului $\frac{u_m}{F_m/E_m L_m} = d$ de pe model şi cunoscînd valorile F_p, E_p şi L_p de pe prototip rezultă:

$$\frac{u_p}{F_p/L_p E_p} = d \text{ şi deci } u_p = \frac{\mathrm{d}F_p}{E_p L_p}.$$

Stabilirea relaţiilor generale de similitudine pentru un mediu continuu elastic (care este cazul modelării construcţiilor hidrotehnice) solicitat complex cu forţe statice, dinamice şi variaţii de temperatură, implică considerarea a 24 de mărimi fizice. Alegînd grupa de mărimi fundamentale [L F T Q T°] rezultă 19 criterii de similitudine.

11. Stabilirea relaţiilor de similitudine cînd se cunosc ecuaţiile funcţionale ale fenomenului

Cunoaşterea ecuaţiilor funcţionale simplifică simţitor stabilirea relaţiilor de similitudine. Pentru exemplificare se prezintă stabilirea acestor relaţii în cazul deformării elastice a solidului, cel mai des întîlnit în încercările pe modele structurale.

Fenomenul este guvernat de un sistem de ecuaţii format din:

— ecuaţia de echilibru general a unui element din prototip sub acţiunea tuturor încărcărilor (indicele p nominalizează prototipul):

$$\Sigma \bar{F}_p + \Sigma \bar{S}_p u_p + \Sigma \sigma_{ij_p} \mathrm{d}A_p + \Sigma \rho_p g_p \mathrm{d}V_p = 0 \tag{23}$$

în care:

F — forţe exterioare;
S — forţe proporţionale cu deplasările;
u — deplasări;
σ_{ij} — eforturi unitare;
A — arii;
ρ — densitate;
g — acceleraţie gravitaţională;
V — volume;

— relațiile geometrice ale lui *Cauchy* între deplasări și deformații:

$$\varepsilon_{ij_p} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_j}{\partial x_i} + \frac{\partial u_i}{\partial x_j}\right)_p, \tag{24}$$

— ecuațiile *Saint Venant*, identic satisfăcute și de prototip și de model;

— legea generalizată a lui *Hooke*, care furnizează ecuațiile de legătură între eforturi și deformații:

$$\varepsilon_{ii_p} = \frac{1}{E_p}\left[\sigma_{ii_p} - \mu_p(\sigma_{jj_p} + \sigma_{kk_p})\right]. \tag{25}$$

Aceleași ecuații le descrie și fenomenul fizic de pe modelul solicitat similar. Toate mărimile poartă de această dată indicele m:

$$\Sigma \bar{F}_m + \Sigma \bar{S}_m u_m + \Sigma \sigma_{ij_m}\, dA_m + \Sigma \rho_m g_m\, dV_m = 0 \tag{23'}$$

$$\varepsilon_{ij_m} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_j}{\partial x_i} + \frac{\partial u_i}{\partial x_j}\right)_m \tag{24'}$$

$$\varepsilon_{ii_m} = \frac{1}{E_m}\left[\sigma_{ii_m} - \mu_m(\sigma_{jj_m} + \sigma_{kk_m})\right]. \tag{25'}$$

În conformitate cu cele arătate anterior, transformările de forma $X_p = X_k X_m$ de la prototip la model (X_k — coeficient de scară) lasă neschimbată forma ecuațiilor funcționale.

Notînd:

$\frac{F_p}{F_m} = F_k$ — coeficient de transformare al forțelor exterioare;

$\frac{S_p}{S_m} = S_k$ — coeficient de transformare al forțelor proporționale cu deplasarea;

$\frac{u_p}{u_m} = u_k$ — coeficient de transformare a deplasărilor;

$\frac{\sigma_p}{\sigma_m} = \sigma_k$ — coeficient de transformare a eforturilor unitare;

$\frac{L_p}{L_m} = \frac{x_p}{x_m} = L_k$ — scara geometrică;

$\frac{\rho_p}{\rho_m} = \rho_k$ — coeficient de transformare a densităților;

$\frac{g_p}{g_m} = g_k$ — coeficient de transformare a accelerațiilor gravitaționale;

$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_m} = \varepsilon_k$ — coeficient de transformare a deformațiilor specifice;

$\frac{E_p}{E_m} = E_k$ — coeficient de transformare a modulilor de elasticitate (raport de eficiență);

$\frac{\mu_p}{\mu_m} = \mu_k$ — coeficient de transformare a coeficienților Poisson pentru materialele modelului și prototipului,

se pot scrie ecuațiile funcționale ale prototipului în funcție de mărimile de pe model și de coeficienții de scară:

$$F_k \Sigma \bar{F}_m + S_k u_k \Sigma \bar{S}_m u_m + \sigma_k L_k^2 \Sigma \sigma_{ij_m} \, dA_m + \rho_k g_k L_k^3 \Sigma \rho_m g_m \, dV_m = 0 \qquad (23'')$$

$$\varepsilon_k \varepsilon_{ij_m} = \frac{1}{2} \frac{u_k}{L_k} \left(\frac{\partial u_j}{\partial x_i} + \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right)_m \qquad (24'')$$

$$\varepsilon_k \varepsilon_{ii_m} = \frac{1}{E_k E_m} \sigma_k [\sigma_{ii_m} - \mu_k \mu_m (\sigma_{jj_m} + \sigma_{kk_m})]. \qquad (25'')$$

Pentru ca ecuațiile (23''—25'') să coincidă cu cele anterioare (23'—25') este necesar ca:

$$F_k = S_k u_k = \sigma_k L_k^2 = \rho_k g_k L_k^3 \qquad (26)$$

$$\varepsilon_k = \frac{u_k}{L_k} \qquad (27)$$

$$\varepsilon_k = \frac{\sigma_k}{E_k} = \frac{\mu_k \sigma_k}{E_k}. \qquad (28)$$

În baza egalităților (26—28) se pot construi cu ușurință și criteriile adimensionale care guvernează similitudinea:

$$\frac{F}{Su}; \quad \frac{F}{\sigma^2 L}; \quad \frac{F}{\rho g L^3}; \quad \frac{u}{\varepsilon L}; \quad \frac{\mu\sigma}{E\varepsilon}.$$

Egalitățile (26—28) stabilesc relațiile de similitudine ale transformării de la prototip la model și invers. Întrucît încercările în domeniul elastic permit suprapunerea efectelor este posibil și chiar indicat să se modeleze separat tipurile de solicitări predominante. Se poate reduce astfel numărul de relații restrictive între coeficienții de scară.

§ 3. SCĂRI DE MODELARE

12. Alegerea scărilor de modelare

În urma stabilirii relațiilor de modelare se evidențiază numărul de scări și relațiile restrictive între acestea. Scările de modelare care sînt arbitrare, și deci rămîn la dispoziția experimentatorului, rezultă din diferența între numărul total de scări și numărul relațiilor restrictive.

Domeniile în care experimentatorul poate acționa sînt: materialul de modelare (condiționat prin ρ_k, E_k și $\mu_k = 1$), condițiile de spațiu (gabaritele geometrice L_k), dispozitivele de încărcare (forțele F_k) și aparatura de măsură (deformații și eforturi măsurabile ε_k, σ_k).

Cînd încercarea se face prin măsurarea deformațiilor (tensometric), după alegerea scării geometrice L_k și a materialului de modelare E_k și ρ_k este obligatorie fixarea unor limite măsurabile pentru deformații. Acest lucru revine la alegerea

convenabilă a scării pentru deformații ε_k. Dacă se cunoaște precizia aparaturii de măsură, efortul mediu care apare în prototip σ_p și caracteristicile E_p și E_m ale prototipului și modelului, se poate calcula ε_k corespunzător unei precizii dorite conform relației:

$$\varepsilon_k = \frac{\sigma_p}{nE_p \, d\varepsilon_m}, \tag{29}$$

unde:

$\frac{1}{n}$ — precizia dorită;

$d\varepsilon_m$ — variația deformației specifice corespunzătoare unei diviziuni pe scala aparatului de măsură.

Precizia se alege astfel încît deformațiile măsurabile să rămînă în limita elastică a materialului modelului.

13. Scara geometrică

Raportul dimensiunilor geometrice L_k caracterizează trecerea fidelă de la forma prototipului la forma modelului. La alegerea scării geometrice există două tendințe. Prima constă în realizarea unor modele mari (valori L_k mici) și costisitoare, care permit reproducerea cu precizie a tuturor detaliilor de formă ale prototipului. Cea de-a doua constă în realizarea unor modele mici (valori L_k mari) care prin costul lor mai redus favorizează economicitatea încercării (materiale și manoperă, spațiu ocupat, sisteme de solicitări, instalații, măsurători). Scara geometrică aleasă trebuie să asigure încercării atît precizia cît și economicitatea maximă [1]. Pentru atingerea acestui dublu scop, la alegerea scării trebuie să se țină seama de:

— importanța detaliilor pentru tipul de încercare programat;

— dimensiunile minime accesibile observației și adecvate sensibilității mijloacelor de măsurare;

— precizia aplicării solicitărilor;

— tipul de încercare (încercări statice, dinamice, termice etc.).

Valorile uzuale ale scărilor geometrice sînt:

— pentru modele din materiale casante (ipsos, beton ușor etc.) $L_k = 30 \ldots 150$;

— pentru modele din materiale plastice (celuloid, rășini) $L_k = 200 \ldots 1\,000$.

În limitele considerațiilor expuse atît modelele mici cît și cele mari satisfac exigențele privind corectitudinea și precizia cercetărilor.

§ 4. MATERIALE PENTRU EXECUȚIA MODELELOR

14. Condiții generale

Pentru a asigura reușita și economicitatea unei încercări, materialul pentru modelare trebuie să satisfacă o serie de condiții constructive și de similitudine:

— să fie omogen, elastic și izotrop;

— să asigure asemănarea diagramei efort-deformație cu aceea a materialului prototipului;

— să asigure o comportare reologică similară cu aceea a materialului prototipului;

— să fie uşor deformabil pentru a permite, în limitele comportării normale, efectuarea de măsurători precise cu aparatura disponibilă;

— să se prelucreze uşor cu procedee care nu introduc eforturi iniţiale.

Executarea modelului din acelaşi material cu prototipul (beton) este foarte dificilă. Aceasta pentru că este imposibil a reduce la scară dimensiunile agregatelor şi liantului, iar solicitările, crescînd cu pătratul scării geometrice L_k^2, necesită standuri şi aparate de încărcare neeconomice. În consecinţă rezultă necesitatea folosirii modelelor din materiale diferite de cele ale prototipului.

15. Tipuri de materiale pentru modelare

Materialele folosite curent în modelare se pot grupa, după caracterul comportării la rupere, în materiale elastoplastice şi materiale casante. Din prima categorie fac parte aglomeratele de plută, răşinile, cauciucul, valţmasa. Materialele casante sînt mortarele cu liant de ipsos sau ciment şi agregate uşoare ca diatomit, piatră ponce, tufuri vulcanice etc.

Betonul masiv, din care sînt construite barajele prototip, este caracterizat de o comportare la solicitări conform diagramei $\sigma = f(\varepsilon)$ din figura 19-1 şi de un coeficient Poisson $\mu = 0{,}17 \ldots 0{,}25$. Relaţiile de similitudine cer ca materialul de modelare să prezinte o curbă caracteristică efort-deformaţie afină cu cea a betonului (fig. 19-2) şi un coeficient Poisson egal cu al betonului. Afinitatea diagramelor $\sigma = f(\varepsilon)$ este satisfăcută în limitele comportării elastice de toate materialele curent folosite în modelare.

Materialele elastoplastice au $\mu_m \neq \mu_p$ şi prezintă de multe ori anizotropii, ceea ce modifică distribuţia eforturilor din model în raport cu prototipul. În aceste cazuri modelarea se face cu distorsiune Poisson care impune o serie de corecţii la calculul eforturilor. Ca domenii de aplicare, materialele elastoplastice se utilizează numai pentru studiul comportării modelelor în stadiu elastic şi în special pentru studiile pe modele preliminare, de dimensiuni mici şi mijlocii.

Materialele casante au $\mu_m = \mu_p$ şi se folosesc atît pentru studiul structurilor în stadiu elastic cît şi pentru urmărirea comportării lor în faza deformaţiilor plastice şi a ruperii. Cînd se merge peste limita elastică trebuie asigurată afinitatea diagramei $\sigma = f(\varepsilon)$ pe întreg domeniul.

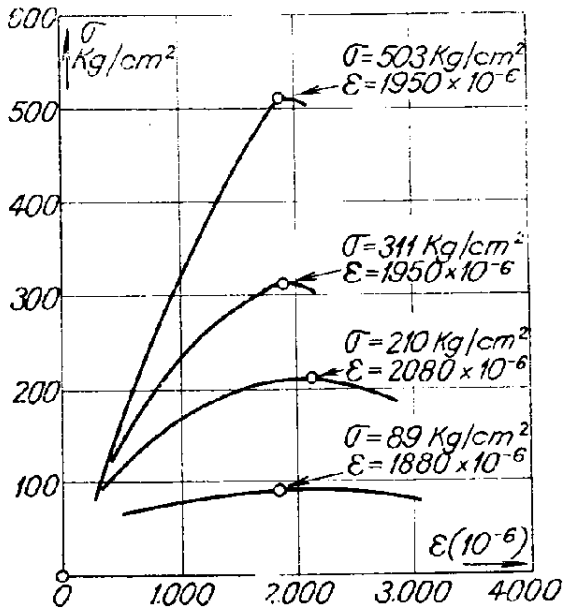


Fig. 19-1. Diagrame $\sigma = f(\varepsilon)$ stabilite pe cilindri de beton (după Smith şi Young).

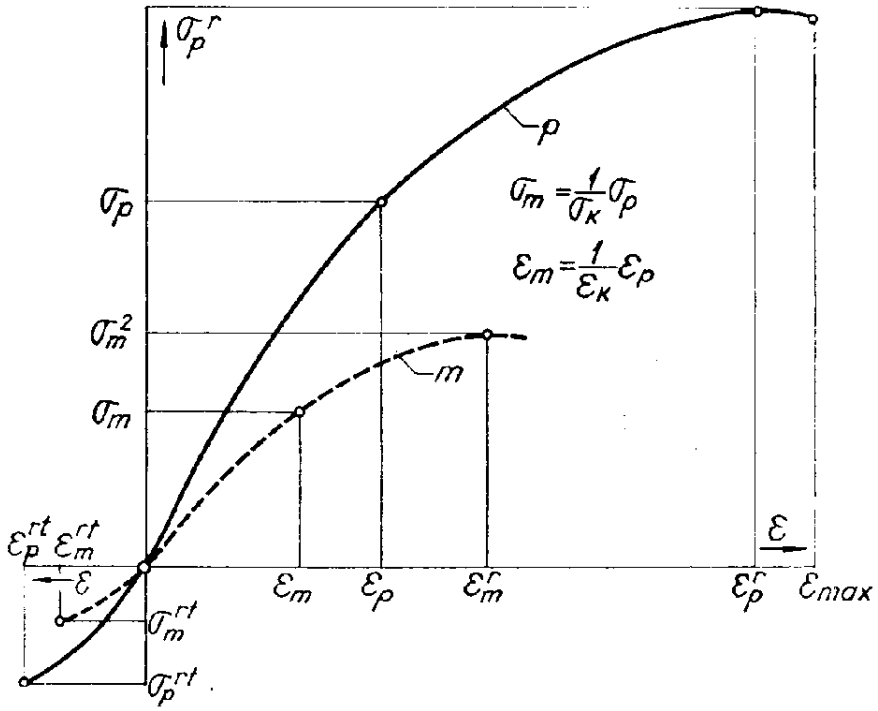


Fig. 19-2. Afinitatea diagramelor $\sigma = f(\varepsilon)$ ale prototipului și modelului:

p — prototip; *m* — model; *r* — rupere prin compresiune; *rt* — rupere prin întindere.

Determinarea caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor care urmează să servească la confecționarea modelelor se face prin studii preliminare, pe epruvete încercate uniaxial la prese de laborator. Se determină rezistența la compresiune R_c, rezistența la întindere R_t, rezistența la încovoiere R_i, modulul de elasticitate E, coeficientul Poisson μ și curba $\sigma = f(\varepsilon)$. În ultimul timp s-a introdus și determinarea triaxială. În cazul încercărilor speciale se determină și caracteristicile specifice acestor încercări — termice, dinamice etc. Principala caracteristică care se ia în calculele preliminare în vederea stabilirii scărilor de modelare optime este modulul de elasticitate.

16. Materiale elastoplastice

Materialele elastoplastice folosite în modelare sînt aglomeratele de plută, cauciucul, valțmasa, litargelul și rășinile [12].

Caracteristicile globale ale acestor materiale sînt:

— deformabilitate mare ($E = 10 \ldots 40\,000$ kg/cm^2);

— curba efort — deformație $\sigma = f(\varepsilon)$ asemenea cu cea a betonului în domeniul elastic și diferită în afara limitei elastice;

— coeficientul Poisson $\mu = 0{,}30 \ldots 0{,}50$, diferit față de cel al betonului;

— prelucrare ușoară (prin lipire, turnare, sudură etc.);

— caracteristicile fizico-mecanice sînt influențate de procesul de fabricație, de modul de tratare și conservare și de microclimatul sălii de încercări (temperatură, umiditate etc.);

— prezintă un fenomen de curgere sub efort constant şi o variaţie a modulului de elasticitate cu timpul (fenomene de îmbătrînire).

Din cele de mai sus rezultă că pentru reuşita încercării trebuie asigurat un microclimat constant şi o viteză mare de încercare şi măsurare, care să permită acceptarea unor caracteristici elastice stabile. Datorită acestor dificultăţi şi a preţului de cost ridicat, aceste materiale se folosesc pentru confecţionarea de modele mici şi mijlocii, expeditive, fiind foarte indicate pentru variantele preliminare de modele tensometrice.

17. Cauciucul

Cauciucul a servit pentru confecţionarea primelor modele, realizate încă din 1908. În ultima vreme serveşte la încercări spaţiale în Anglia [7] şi la încercări privind comportarea la cutremur în Japonia.

Cauciucul are o greutate specifică de 1,2 t/m^3 (care poate fi mărită prin adaos de săruri de metale grele — bariu şi plumb), un modul de elasticitate instantaneu de 10 ... 250 kg/cm^2 şi un coeficient Poisson $\mu = 0{,}48$. Caracteristicile sale de deformare depind de timp şi de temperatură.

Confecţionarea modelelor se face din straturi (orientate de obicei după curbele de nivel), lipite prin presare şi apoi prelucrate prin pilire şi şlefuire. Cauciucul serveşte la realizarea precisă a unor forme foarte complicate.

18. Materiale plastice

Materialele plastice alcătuiesc o grupă în continuă dezvoltare. Primul material plastic folosit la modelare a fost celuloidul, după care au început să fie întrebuinţate bachelita, plexiglasul, polietilenele, poliesterii, răşinile epoxidice (dinox, araldit).

Caracteristicile lor de modelare variază într-o gamă foarte largă [8]:

— modulul de elasticitate 3 000 ... 40 000 kg/cm^2;

— greutatea specifică 0,92 ... 1,70 t/m^3;

— coeficientul Poisson 0,35 ... 0,50.

Pentru ameliorarea coeficientului Poisson se adaugă plută, iar pentru mărirea greutăţii volumetrice se adaugă barită, litargă etc. Timpul şi temperatura influenţează însă foarte mult caracteristicile fizico-mecanice ale acestor materiale (apare variaţia modulului de elasticitate cu viteza de încărcare, dependenţa deformaţiei de sarcinile aplicate anterior, scăderea eforturilor sub sarcină constantă, creşterea deformaţiilor în timp). Acest neajuns se înlătură prin păstrarea unui microclimat constant, impermeabilizarea modelului cu lacuri, utilizarea unor mijloace de măsură care nu încălzesc local suprafaţa modelului şi o tehnică de încercare specială, stabilită pe baza probelor preliminare.

Pentru a asigura omogenitatea materialului şi a evita apariţia de eforturi iniţiale, la punerea în operă se procedează fie prin turnarea pe fîşii la presiune normală şi răcire lentă, fie prin prelucrarea la strung a formelor din comerţ şi asamblarea prin lipire cu solvenţi sau termic. Formele complicate se execută uşor din termoplas-

tice, la cald, prin presare pe mulaje. Acestea se înmoaie ușor la temperaturi accesibile — celuloidul la 100°C, plexiglasul la 120 ... 150° C.

În tabelul 19-2 se prezintă cîteva din materialele plastice cele mai folosite în tehnica încercărilor.

TABELUL 19-2

Denumire	Greutate specifică, g/cm³	Solvenți	Domeniu	E, kg/cm²	Coeficient Poisson
Celuloid	1,35 ... 1,70	acetonă	orice formă	15 000 ... 25 000	0,33 ... 0,42
Bachelită	1,30 ... 1,34	—	modele plane foto-elastice	40 000	0,35 ... 0,38
Plexiglas	1,18 ... 1,20	dicloretan, acid acetic	orice formă	35 000	0,35 ... 0,38
Alkatenă (polietilenă)	0,92 ... 0,94	xilen la 70°C	modele turnate	3 000	0,45 ... 0,50
Macropalatol (rășini poliesterice)	1,20 ... 1,30	acetonă	modele turnate	20 000 ... 30 000	0,35 ... 0,45

19. Valțmasa

Valțmasa, folosită și în tipografie, este un material format din gelatină, glicerină și apă, cu mare deformabilitate ($E = 10 ... 1\,000$ kg/cm²) și diagramă $\sigma = f(\varepsilon)$ asemenea cu a betonului [2]. Cînd se adaugă litargă se obține litargel cu greutate specifică pînă la 3,5 t/m³.

Avantajul principal al acestui material constă în posibilitățile de prelucrare foarte simple; el se poate tăia ușor și refolosi prin topire (la 60°C). În timpul încercărilor este strict necesar un climat constant și impermeabilizarea cu lacuri.

20. Materiale casante

Materialele casante au caracteristici fizico-mecanice asemenea cu prototipul atît în domeniul elastic cît și la rupere. Cele mai folosite sînt ipsosul și mortarele de ipsos, mortarele de ciment și betoanele obișnuite sau foarte deformabile [1], [5], [9], [10].

Caracteristicile lor de modelare sînt:

- acoperă un domeniu larg de deformabilitate ($E = 4\,000 ... 200\,000$ kg/cm²);
- curba $\sigma = f(\varepsilon)$ asemenea cu cea a betonului pînă la rupere;
- coeficientul Poisson egal cu acela al betonului;
- sînt fragile, ruperea avînd un caracter casant;
- curgerea lentă variază în limite care permit evitarea ei pe modele;
- sînt foarte ieftine și ușor lucrabile.

Caracteristicile arătate fac ca aceste materiale să fie avantajoase pentru modele mari, cu probleme complicate, în special privind forma, condiţiile de contur şi de fundaţie. Datorită gamei foarte largi a modulilor de elasticitate, ele pot respecta orice rapoarte $E_{beton}/E_{rocă}$ şi pot reproduce neomogenităţi ale fundaţiei, straturi cu moduli de elasticitate diferiţi, goluri, anizotropii, discontinuităţi.

Materialele casante sînt singurele care pot servi la realizarea modelelor în scopul determinării coeficienţilor de siguranţă ai structurilor prin încercări la rupere [2].

21. Ipsosul

Ipsosul este materialul cel mai folosit în modelare [5], fie singur, fie ca liant pentru diverse adaosuri inerte ca nisipul, diatomitul etc. Amestecul de ipsos cu diatomit a fost introdus în 1930 la modelarea barajului *Boulder* (S.U.A.) [11].

Caracteristicile de modelare ale materialelor pe bază de ipsos sînt:

— modulul de elasticitate 4 000 ... 40 000 kg/cm^2;
— greutatea specifică 0,9 ... 1,6 t/m^3 (poate fi mărită cu adaosuri);
— curba $\sigma = f(\varepsilon)$ asemenea cu a betonului;
— coeficientul Poisson $\mu = 0{,}15 \ldots 0{,}20$;
— casanţă mare;
— lucrabilitate uşoară şi cost redus.

Proprietăţile fizico-mecanice ale materialului întărit depind de cantitatea de apă de amestecare, curba de variaţie $E = f(A/I)$ servind la stabilirea compoziţiei dorite (fig. 19-3). La rapoarte (A/I) mari se adaugă diatomit măcinat fin pentru a reduce segregarea, mai ales dacă turnarea depăşeşte 3 ... 5 minute [1], [11].

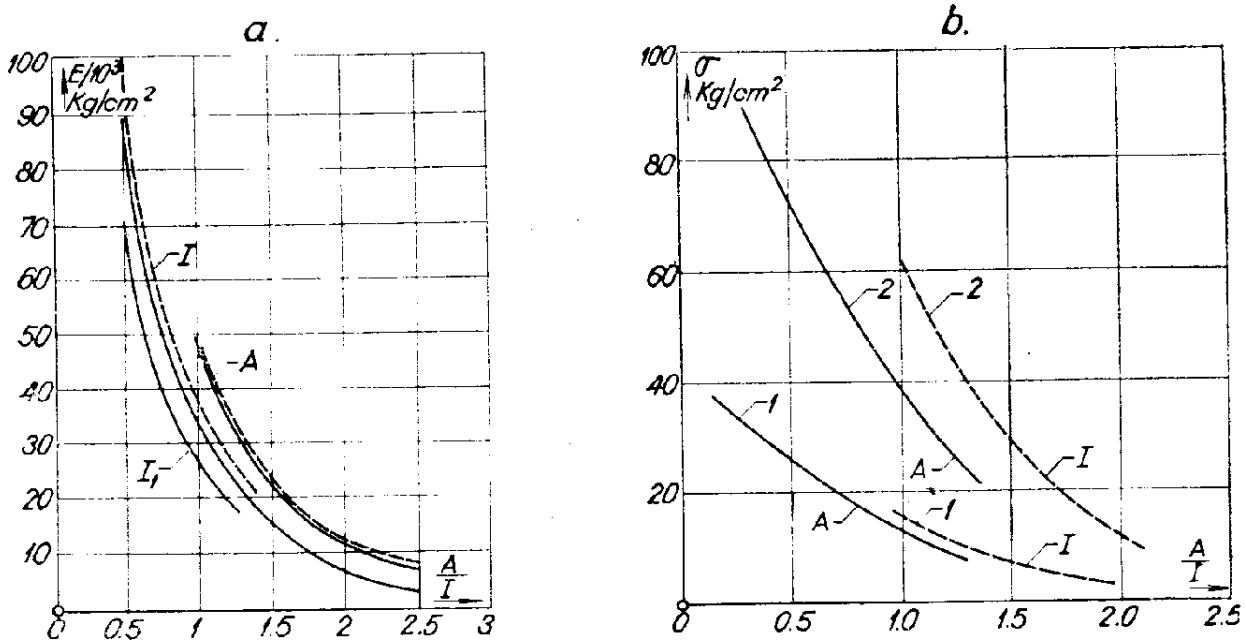


Fig. 19-3. Variaţia caracteristicilor materialelor pe bază de ipsos cu raportul apă/ipsos (A/I):
a — modulul de elasticitate; *b* — rezistenţa la rupere; *1* — prin încovoiere; *2* — prin compresiune; *I*, I_1 — ipsos; *A* — amestec de ipsos cu diatomit.

Umiditatea materialului întărit este determinantă pentru proprietățile sale fizico-mecanice. Acest lucru impune ca uscarea modelului să se facă la temperaturi sub 40°C, artificial sau natural, și apoi să se asigure impermeabilizarea lui (cu lacuri, cauciuc, rășini etc.). Uscarea are dezavantajul că mărește durata încercărilor necesitînd, funcție de forma și mărimea modelului, între 15 și 45 de zile.

Punerea în operă a materialului este simplă, amestecul de ipsos, sau ipsos și diatomit, cu apă, fiind foarte fluid și luînd orice formă a cofrajului. Malaxarea și turnarea se fac mecanizat [5], iar pentru prelungirea timpului de priză se adaugă întîrzietori (fosfat disodic acid), realizînd întîrzieri ale prizei de 15 ... 30 minute. După uscare, materialul poate fi prelucrat după necesități și asamblat din elemente separate.

22. Betoanele

Betoanele pentru modele cuprind atît betoane obișnuite (cu dozaje și granulometrii de mortare) cît și betoane foarte deformabile, realizate cu agregate ușoare ca piatră ponce, diatomit etc. Ele se folosesc pentru execuția modelelor de dimensiuni mari, groase, care confecționate din ipsos s-ar usca greu în profunzime, tocmai pentru că înlătură acest neajuns.

Caracteristicile lor de modelare sînt:

— modulul de elasticitate 10 000 ... 30 000 kg/cm^2 (aceste valori impunînd mijloace de solicitare și standuri puternice);

— greutatea specifică 1,5 ... 2,4 t/m^3, funcție de natura agregatului;

— curba $\sigma = f(\varepsilon)$ asemenea pînă la rupere cu aceea a prototipului;

— coeficientul Poisson $\mu = 0{,}17 \ldots 0{,}25$;

— se pot turna cu ușurință și sînt ieftine.

La laboratoarele ISMES — Italia au fost introduse de *Fumagalli* [10] betoane deformabile avînd amestecuri de nisip calcaros, nisip de diatomit, piatră ponce, ciment, bentonită și apă. Punerea lor în operă este simplă, amestecul fiind foarte plastic și necerînd vibrare. După întărire ele se impermeabilizează.

§ 5. EXECUȚIA MODELELOR

23. Generalități

La întocmirea proiectului încercării, procedeul de execuție se stabilește în funcție de dimensiunile modelului și de proprietățile materialului din care se realizează.

Tehnologia de execuție asigură precizia reproducerii geometriei prototipului și omogenitatea și izotropia materialului în interiorul modelului. După modul în care sînt folosite la execuția modelelor, materialele pot fi semifabricate sau turnabile.

24. Execuţia din semifabricate

Semifabricatele sînt livrate sub formă de plăci, blocuri de diferite dimensiuni, calupuri. Este cazul celuloidului, bachelitei, plexiglasului şi cauciucului.

În cazul cînd materialul este livrat sub formă de plăci, se trasează diferite secţiuni (orizontale sau verticale) convenabil alese, se decupează şi apoi se asamblează prin lipire sau sudură, alcătuind modelul dorit. Foarte importantă este planeitatea suprafeţelor de lipire şi presiunea de contact [8]. Plăcile din materiale termoplastice capătă forma modelului, sau subansamblelor lui, prin presare la cald în matriţe.

Cînd materialul este livrat sub formă de blocuri se taie la strung diferitele forme, alcătuind subansamble care prin lipire formează modelul. Se asigură în acest caz o precizie foarte mare.

Controlul formei se face cu şabloane sau sisteme de şublere. Eventualele nepotriviri se remediază prin pilire, şlefuire sau tăiere cu scule pentru metale. Toate aceste procedee sînt specifice modelelor de dimensiuni mici sau mijlocii şi asigură precizii foarte mari.

25. Execuţia din materiale turnabile

Pentru a permite turnarea modelului este mai întîi necesar să se execute un cofraj — negativul modelului — cu o precizie adecvată [2], [12].

În primă fază se execută pozitivul, un model de formă identică cu cel ce urmează să fie încercat. Pozitivul este confecţionat din lemn, ipsos sau argilă. Pentru execuţie şi controlul formei se folosesc şabloane — secţiuni.

Se execută apoi cofrajul (negativul sau matriţa) care va fi o copie exterioară a pozitivului confecţionat. Cofrajul se poate face din lemn, metal, materiale plastice, beton armat sau ipsos, urmărindu-se ca el să fie foarte rigid. O atenţie sporită trebuie dată modului de asamblare pentru a permite o decofrare comodă. În acelaşi scop se tratează cofrajul înainte de turnare, pentru a împiedica aderenţa, cu unsori, materiale plastice etc.

Turnarea modelului se face diferit în funcţie de tipul de material. La turnarea materialelor fuzibile se încălzesc feţele cofrajului şi apoi se reîncălzeşte modelul în cofraj (recoacere). Răcirea se face treptat pentru a evita apariţia de eforturi iniţiale.

Materialele exotermice se toarnă în straturi subţiri, pentru a împiedica creşterile de temperatură care pot altera comportarea modelului. Cînd materialele se toarnă cu apă trebuie evitate segregările, prin adaosuri stabilizatoare şi o compoziţie judicioasă. Golurile de aer şi neomogenităţile se evită prin turnarea mecanizată cu malaxoare şi pompe (fig. 19-4). Turnarea trebuie să fie neîntreruptă şi terminată la începerea prizei.

Indiferent de metoda de confecţionare a modelului, este obligatorie executarea unor probe martor pe care să se urmărească în paralel caracteristicile fizico-mecanice ale materialului, în aceleaşi condiţii de confecţionare, păstrare şi încercare.

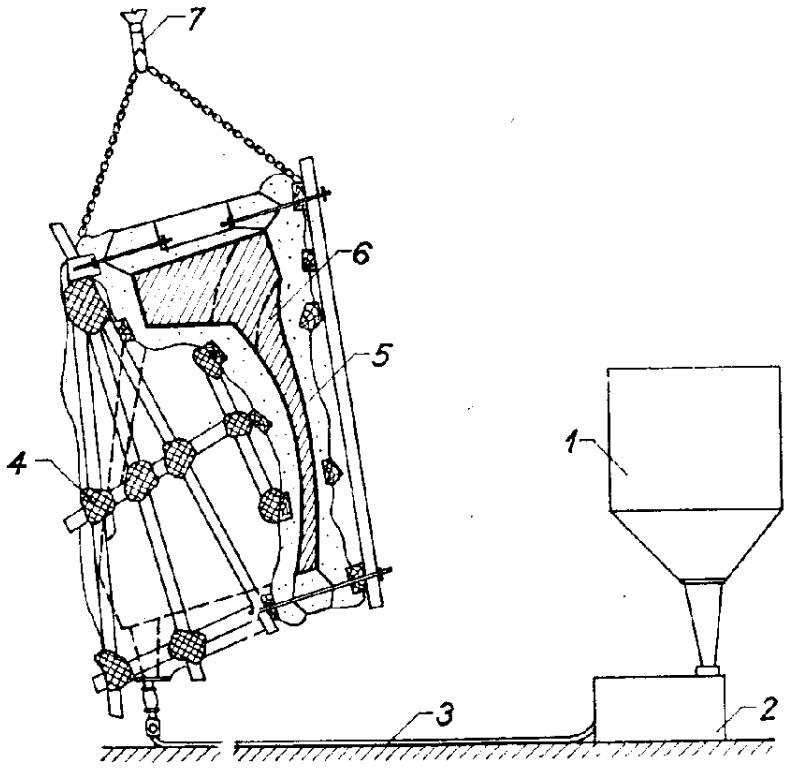


Fig. 19-4. Turnarea unui model din mortar fluid:
1 — cupă cu malaxor; *2* — pompă; *3* — conductă de alimentare; *4* — eșafodaj de lemn; *5* — cofraj; *6* — modelul în turnare; *7* — cîrlig de suspendare.

Decofrarea se face imediat ce modelul a căpătat rezistențe suficiente pentru a fi manipulat. Este obligatoriu un control riguros al dimensiunilor pentru eventuale corecții.

Uscarea este o operație esențială pentru modelele din ipsos. Pentru a se accelera, după 7 zile de uscare liberă se folosesc mijloace artificiale: lămpi cu raze infraroșii, radianți și ventilatoare în camere special amenajate, uscate și cu temperatura de maximum 40°C.

26. Executarea fundației

Executarea modelului fundației prezintă particularități datorită masivității și neomogenităților care trebuie reproduse [5], [13]. Pe baza datelor experimentale, dimensiunile terenului de fundație se extind pe model la de trei ori grosimea maximă a modelului barajului, sau 50% din înălțimea lui. Se poate ajunge la fundații foarte masive, care fie că se toarnă din materiale care nu necesită uscare (beton), fie că se descompun în elemente convenabil alese (cărămizi de dimensiuni mici), care se asamblează prin lipire. Alteori fundația se toarnă în straturi subțiri, uscate artificial după turnare și izolate.

Turnarea fundației se face solidar cu modelul la modelele mici, cînd interesează numai comportarea barajului. În aceste cazuri morfologia văii se reproduce schematic la dimensiunile indicate.

La modelele mari, sau cînd se urmărește comportarea ansamblului baraj-fundație, turnarea fundației barajului se face separat. Fundația se extinde în aval pe distanțe care permit modelarea detaliilor de teren importante pentru comportarea barajului.

Pentru reproducerea discontinuităţilor, golurilor, planurilor de falie, se foloseşte înglobarea în materialul modelului a unor elemente cu rezistenţe mici, sau care împiedică aderenţa straturilor. Se poate îngloba argilă, foi de polietilenă, foiţe de staniol etc. Pentru crearea de anizotropii se execută în fundaţie găuri, de dimensiuni şi direcţii alese pe bază de probe preliminare [2].

§ 6. STANDUL DE ÎNCERCARE ŞI SOLICITAREA MODELULUI

27. Standul de încercare

Încercarea modelelor se face într-o cuvă denumită *stand*, practic indeformabilă, care permite aplicarea solicitărilor şi preluarea reacţiunilor. Standul poate avea diferite forme şi dimensiuni. Funcţie de spaţiul disponibil, tipul de stand condiţionează tipul de model şi de solicitări care se pot folosi.

Modelele mici se încearcă în cuve dreptunghiulare în plan, executate din profile metalice rigide. Astfel de cuve permit numai încercări elastice de serie.

Modelele mari de baraje arcuite se încearcă în standuri speciale care au în plan o formă semicirculară sau poligonală [14]. Ele sînt confecţionate din beton puternic armat, avînd pereţi continui şi groşi. De obicei au două nivele şi accesorii pentru aplicarea sarcinilor din greutatea proprie (fig. 19-5).

Pentru modelele plane, cum sînt barajele de greutate, cu contraforţi etc., standul are formă dreptunghiulară şi este prevăzut cu o reţea de grinzi orizontale şi console verticale puternice pentru aplicarea solicitărilor.

Încercarea modelelor se poate face şi pe planşee masive foarte rigide, folosind pentru aplicarea solicitărilor şi preluarea reacţiunilor orizontale un sistem de console metalice demontabile, ancorate în planşeu după necesitate (fig. 19-6).

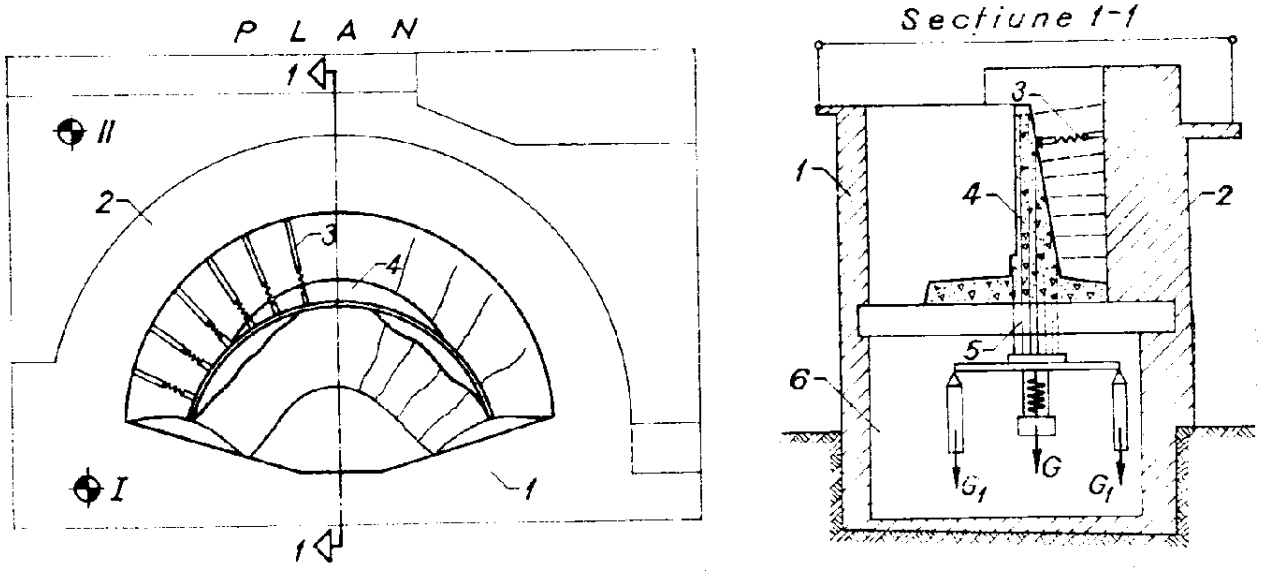


Fig. 19-5. Stand de încercare a modelelor mari de baraje arcuite (VNIIG — Leningrad):
1 — masiv de beton; *2* — perete semicircular amonte; *3* — prese mecanice; *4* — model; *5* — instalaţie de modelare a greutăţii proprii; *6* — etaj inferior.

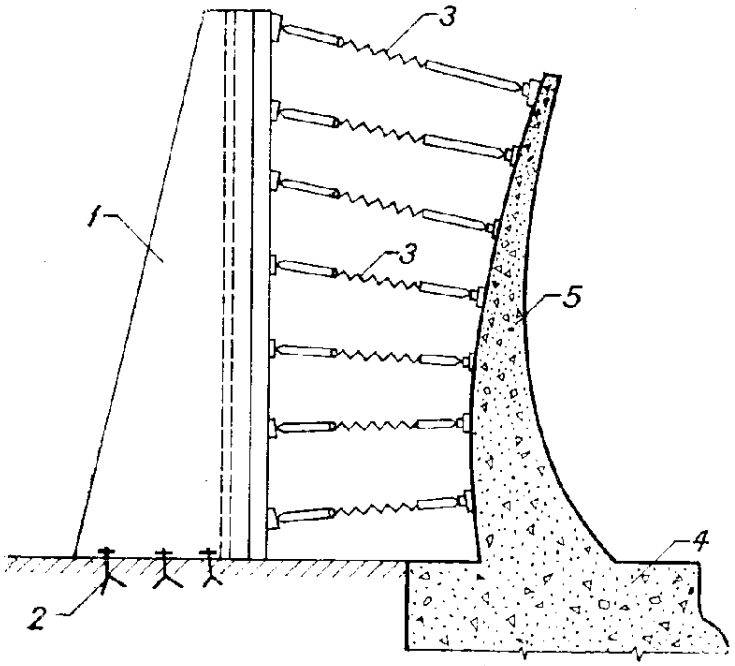


Fig. 19-6. Dispozitive de solicitare a modelului barajului Salza:
1 — consolă metalică; *2* — bulon de ancorare; *3* — presă; *4* — modelul terenului de fundare; *5* — modelul barajului.

Standurile se realizează în hale spațioase prevăzute cu poduri rulante pentru manevrarea modelelor și planșee puternice, cu sisteme de ancorare pentru aplicarea diferitelor tipuri de încărcări [14].

28. Tipuri de solicitări pentru modele

Solicitările reprezintă totalitatea acțiunilor sau forțelor care se aplică modelului. Ele reproduc calitativ și la scară pe cele din natură și asigură deformarea modelului similar cu prototipul.

Solicitările aplicate modelului pot fi de suprafață, concentrate sau distribuite, sau de interior, cum este greutatea proprie [15]. Dintre solicitările aplicate pe suprafață cele care se reproduc curent în încercări sînt presiunea hidrostatică, presiunea aluviunilor, presiunea gheții, reacțiunile vanelor etc.

29. Modelarea forțelor concentrate

Forțele concentrate se modelează în două moduri. Fie se utilizează greutăți care apasă sau trag de punctul de aplicație prin intermediul unor cabluri cu scripeți, tije etc., fie se folosesc prese mecanice sau hidraulice. Compunerea sau descompunerea acțiunilor se face după necesități, cu sisteme de pîrghii și grinzi.

30. Modelarea presiunii hidrostatice

Pentru modelare se pot folosi mai multe mijloace, fiecare cu avantajele şi domeniul său de folosinţă:

— Reproducerea presiunii hidrostatice cu ajutorul lichidelor grele care acţionează la paramentul amonte al modelului prezintă avantajul că reproduce exact diagrama de presiune. Ca lichide de presiune se pot folosi soluţii de săruri în apă cu densităţi între 1,7 şi 4,2 g/cm^3 [2] sau mercur. Soluţiile cu densităţi mici se folosesc numai pentru modele din materiale foarte deformabile. Mercurul este folosit la toate tipurile de modele, pentru că avînd densitate mare duce la deformaţii uşor măsurabile.

Pentru încercare se crează un spaţiu de circa 5 mm între model şi cofrajul amonte, puternic sprijinit (fig. 19-7). Lichidul de presiune se introduce într-un sac de cauciuc pozat în acest interspaţiu. Sacul fereşte modelul de corodare şi reţine lichidul. Încărcarea se face fie ridicînd rezervorul de lichid la o anumită cotă, fie cu ajutorul unei pompe.

Dezavantajul încărcării cu lichide grele constă în gama redusă de densităţi disponibile şi în imposibilitatea variaţiei acestora pentru amplificarea sarcinilor şi ruperea modelului.

— Utilizarea de materiale necoezive, cu unghi mic de frecare, poate asigura o încărcare similară presiunii hidrostatice. Cele mai des utilizate sînt alicele de plumb, alicele de fier etc. Rezultatele încercărilor nu sînt însă concludente, acestea efectuîndu-se numai în fazele preliminare, pe modele foarte deformabile.

— Inconvenientul densităţii constante a lichidului de presiune a fost înlăturat prin aplicarea unor lichide fictive de densitate variabilă. Metoda constă, în principiu, din aplicarea printr-un procedeu oarecare a împingerii corespunzătoare din diagrama de presiune sub formă de sarcină uniform distribuită, normală la suprafaţă.

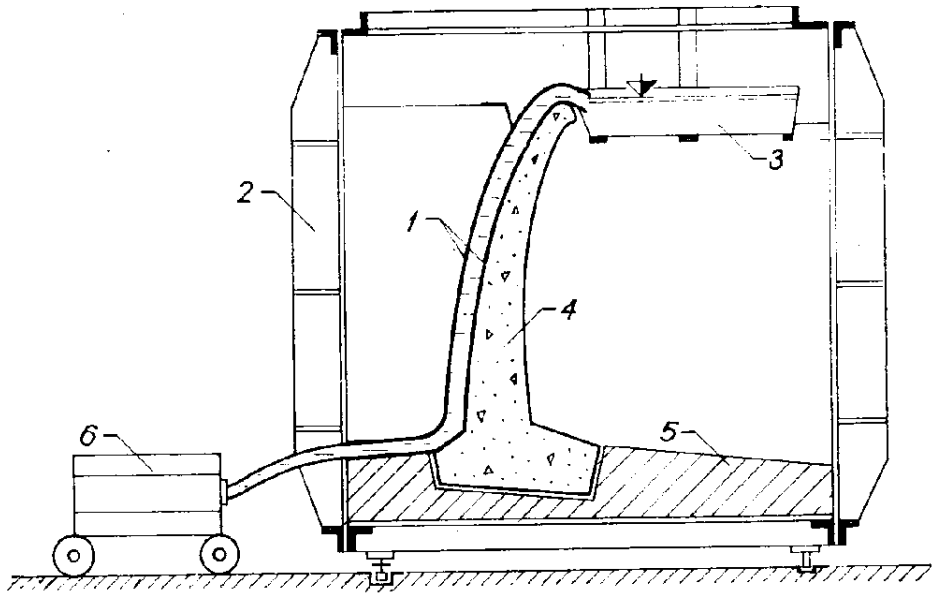


Fig. 19-7. Modelarea cu mercur a presiunii hidrostatice:
1 — sac de cauciuc; *2* — stand metalic; *3* — rezervor cu mercur; *4* — model; *5* — placă rigidă; *6* — pompă.

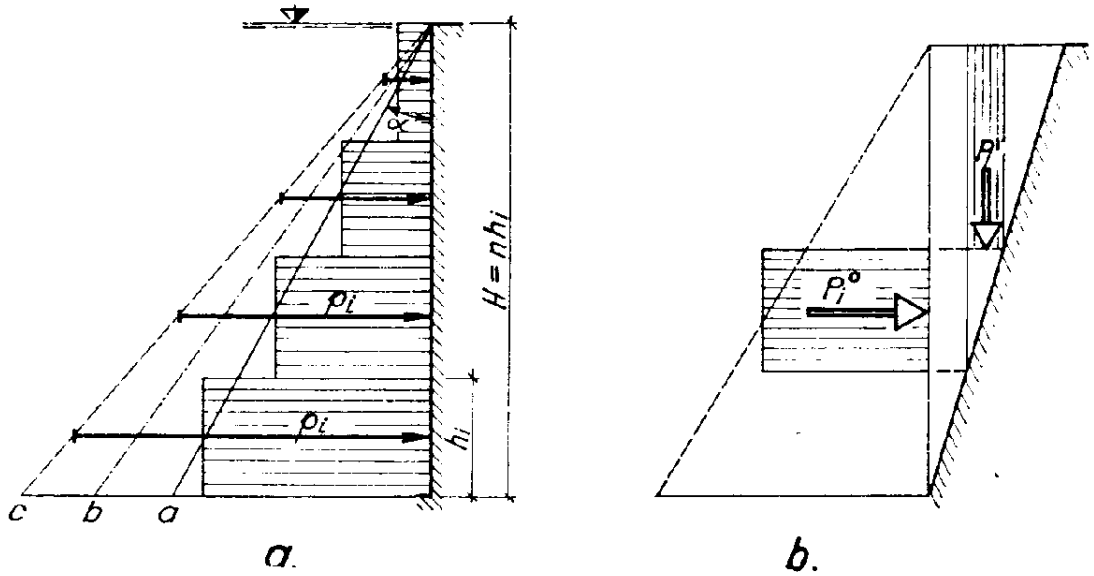


Fig. 19-8. Modelarea presiunii hidrostatice prin procedeul lichidului fictiv:
a — împărțirea în fișii; *b* — componentele sarcinilor în cazul paramentului amonte înclinat.

Se înlocuiește astfel diagrama reală cu o diagramă în trepte. Se aplică pe fîșia corespunzătoare a paramentului amonte al modelului o sarcină uniform distribuită a cărei intensitate este egală cu ordonata medie a presiunii din diagrama fîșiei respective (fig. 19-8). Cu cît numărul fîșiilor este mai mare cu atît reproducerea diagramei este mai exactă. Pentru a varia încărcarea se poate varia înclinarea α a diagramei de presiune și deci forțele corespunzătoare.

Aplicarea forțelor uniform distribuite pe fața modelului se poate face cu buzunare de presiune sau cu prese. În amonte, pe suprafața unei fîșii, se aplică un buzunar de cauciuc sprijinit pe celelalte fețe de o carcasă metalică. Prin umplerea buzunarului cu lichid sau aer sub presiune deformarea lui este dirijată, asigurînd o presiune normală, uniform distribuită pe suprafața modelului (fig. 19-9). Sistemul de buzunare trebuie astfel alimentat încît să asigure încărcarea simultană a tuturor fîșiilor diagramei triunghiulare.

Presele mecanice sau hidraulice servesc la realizarea presiunii hidrostatice prin forțe concentrate, aplicate într-un număr mare de puncte. Fîșiile orizontale alese pe fața amonte a modelului se împart în suprafețe egale, în centrul fiecărei suprafețe și normal la ea aplicîndu-se forțele corespunzătoare. Utilizarea preselor este obligatorie în cazul modelelor mari și a încercărilor la rupere [14], [16]. Forțele se transmit modelului prin intermediul unor cutii de presiune, alcătuite dintr-un suport

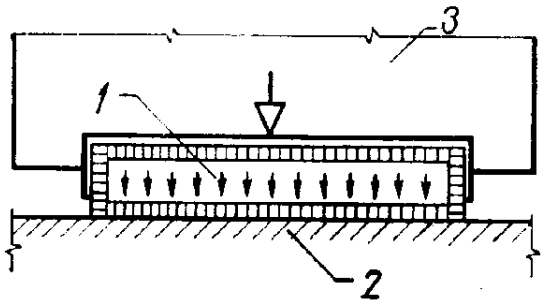


Fig. 19-9. Buzunar de presiune:
1 — buzunar; *2* — corpul modelului; *3* — carcasă metalică.

de rezistenţă (rigid), un strat intermediar de lemn sau ipsos şi alt strat deformabil din cauciuc, la contactul cu modelul. Sistemele de solicitare cu prese hidraulice sînt mai avantajoase decît cele cu prese mecanice, dat fiind că permit controlul şi comanda unică, au precizie şi viteză mai mare de încărcare. La presele mecanice există dezavantajul limitării forţelor (3 ... 4 t), iar încărcarea fiind manuală nu se poate face simultan. Pentru sporirea numărului de puncte de împingere pe model şi deci a gradului de distribuire a forţelor, se folosesc piese metalice (grinzişoare, pîrghii) care permit descompunerea forţelor fiecărei prese în 2 ... 4 componente.

31. Modelarea greutăţii proprii

Reproducerea forţelor masice constituie o problemă comună modelării tuturor lucrărilor masive, condiţionînd echilibrul şi încercarea chiar în domeniul elastic.

Relaţiile de similitudine impun la modelarea efectelor greutăţii proprii respectarea egalităţii:

$$\left(\frac{\gamma_a}{\gamma_b}\right)_p = \left(\frac{\gamma_a}{\gamma_b}\right)_m \tag{30}$$

unde:

γ_a — greutatea specifică a lichidului de presiune;
γ_b — greutatea specifică a materialului de construcţie;
p — indice prototip;
m — indice model.

În natură acest raport este $\frac{1}{2{,}4}$ pe cînd pe model rapoartele sînt supraunitare. Spre exemplu, luînd ca lichid de presiune mercurul şi ca material de modelare ipsosul, raportul este 13,7/0,9. Pentru păstrarea similitudinii este necesară multiplicarea greutăţii specifice a materialului de modelare cu coeficientul $2{,}4\left(\frac{\gamma_a}{\gamma_b}\right)_m$, fără a schimba deformabilitatea modelului.

Majorarea greutăţii specifice se poate face pe mai multe căi:

— Adăugarea de filere grele (litargă, barită) la confecţionarea materialelor de modelare. Procentul de adaos este limitat, neputîndu-se asigura practic o greutate specifică mai mare de 4 g/cm^3.

— Crearea de cîmp gravitaţional auxiliar, mărind artificial, prin centrifugare, acceleraţia relativă şi implicit greutatea specifică a modelului. Dificultatea construirii unor centrifuge cu viteză unghiulară mare şi braţ lung limitează folosirea metodei la modele mici din materiale deformabile. Mai des utilizată este centrifugarea modelelor pentru încercări fotoelastice în metoda *îngheţării eforturilor* (fig. 19-10).

— Utilizarea sarcinilor concentrate, care constă în înlocuirea sarcinilor distribuite, corespunzătoare unor volume parţiale, cu forţe concentrate echivalente greutăţii acestor volume. Suportul forţelor echivalente trebuie să treacă prin centrul

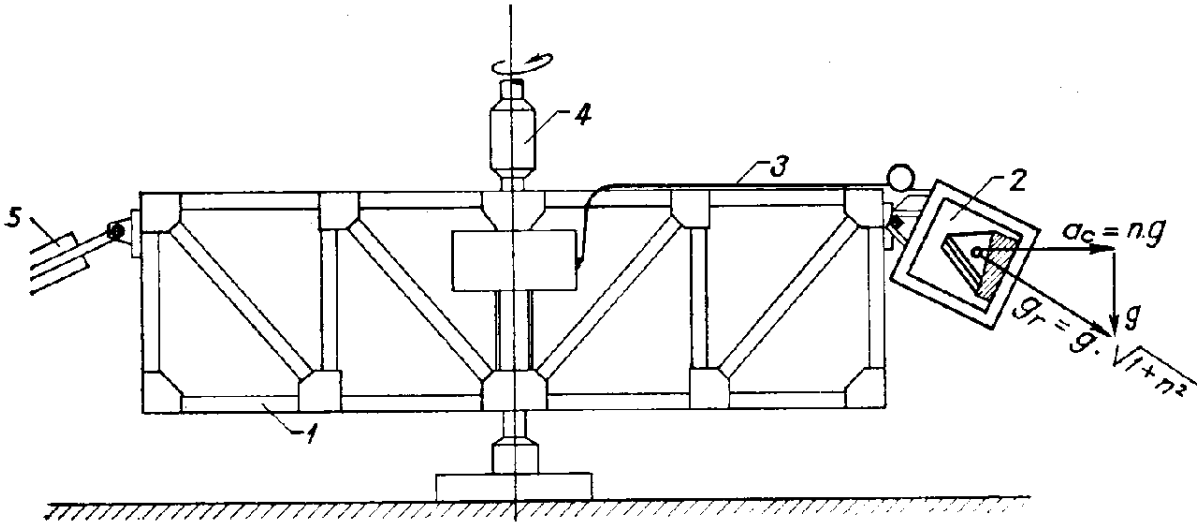


Fig. 19-10. Instalație pentru centrifugarea modelelor:
1 — schelet metalic; *2* — stand; *3* — cablu de conductori; *4* — motor electric; *5* — contragreutate.

de greutate al volumului respectiv [17]. Scara forțelor fiind $\frac{1}{F_k}$, relațiile de similitudine duc la:

$$\frac{1}{\varepsilon_k} = \frac{L_k^2}{F_k} \frac{E_p}{E_m}. \tag{31}$$

Cum $\frac{1}{F_k}$ este independent de material, se pot asigura greutăți specifice fictive pînă la obținerea similitudinii complete $\left(\frac{1}{\varepsilon_k} = 1\right)$ sau a unor deformații măsurabile pe model. Limita aplicabilității este legată de scara modelului, de numărul de forțe concentrate care se pot aplica și de rezistența la zdrobire a materialului în punctele de aplicație.

Forțele concentrate se pot aplica pe suprafața modelului sau în interiorul lui. Aplicarea forțelor pe suprafață se face cu prese mecanice sau hidraulice, fie numai pentru modelarea greutății proprii, fie pentru reproducerea simultană a greutății proprii și a presiunii hidrostatice [16]. Pentru aplicarea forțelor în interior se montează la turnare, în centrele de greutate ale volumelor parțiale, diferite dispozitive de ancorare — coșulețe metalice, șaibe — de care se trage pe direcția greutății proprii cu tije subțiri de oțel foarte rezistent (fig. 19-11).

— Imersiunea modelului în lichid greu în poziție răsturnată, care se bazează pe analogia dintre cîmpul eforturilor din forțe masice și cîmpul eforturilor datorite forțelor de suprafață. Condiția este de a respecta același tip de rezemare [17].

— Inversarea modelului, care constă în măsurarea eforturilor mai întîi în poziție normală și apoi în poziție răsturnată. Diferența între înregistrări reprezintă efectul dublului greutății specifice a materialului. Înregistrîndu-se deformațiile, problema principală este de a obține deformații măsurabile în limita comportării elastice a materialului. Dacă $\frac{1}{\varepsilon_k}$ este scara deformațiilor, cu notațiile cunoscute:

$$\frac{1}{\varepsilon_k} = \frac{2\gamma_m}{\gamma_p} \frac{1}{L_k} \frac{E_p}{E_m}. \tag{32}$$

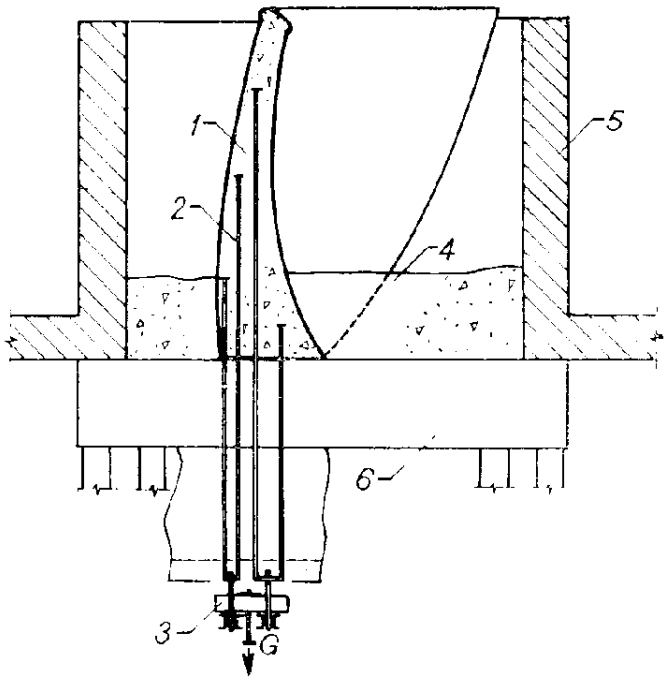


Fig. 19-11. Aplicarea forţelor de modelare a greutăţii proprii prin tije ancorate:
1 — model; *2* — tije de oţel; *3* — sistem de repartiţie a greutăţii; *4* — modelul terenului de fundaţie; *5* — stand; *6* — placă de beton armat.

Rezultă că este necesar ca greutatea specifică a modelului (γ_m) să fie mare, materialul din care este confecţionat să aibă deformabilitate mare (E_m mic) şi în acelaşi timp coeficientul Poisson să fie egal cu cel al betonului. Aceste condiţii sînt satisfăcute destul de greu, dar rezultatele obţinute utilizînd *palatol* şi *alcaten* au fost satisfăcătoare.

32. Determinarea efectului greutăţii proprii ţinînd seama de fazele de execuţie

Această metodă serveşte la determinarea mai exactă a eforturilor din greutatea proprie, eliminînd o serie de lacune ale calculului teoretic. Pentru un baraj arcuit spre exemplu, în calcul se admite că ploturile sînt terminate şi că rosturile verticale sînt deschise, neţinîndu-se seama de fazele de execuţie şi de conlucrarea spaţială a ploturilor. Metoda experimentală este astfel concepută încît ţine seama de efectul greutăţii proprii în diferite faze ale execuţiei barajului, admiţînd rosturile închise, deschise parţial sau total. Starea finală de efort este dată de suma eforturilor rezultate din fiecare fază şi diferă de rezultatul unei aplicări instantanee a greutăţii proprii.

În experimentare se urmăreşte efectul greutăţii unei fîşii de înălţime dx, de la o anumită cotă, asupra eforturilor în punctele construcţiei executate pînă la cota respectivă (fig. 19-12).

Principiul pe care se bazează metoda este că un element de greutate ΔP_i, detaşat din baraj, produce o schimbare a deformaţiilor, într-un punct în care este instalată o marcă tensometrică G, egală cu $\Delta\varepsilon_i$. Deformaţia totală $\varepsilon = \sum \Delta\varepsilon_i$ corespunde stării de deformaţie finale, cu condiţia ca ordinea detaşării să fie inversă ordinei de construcţie [17].

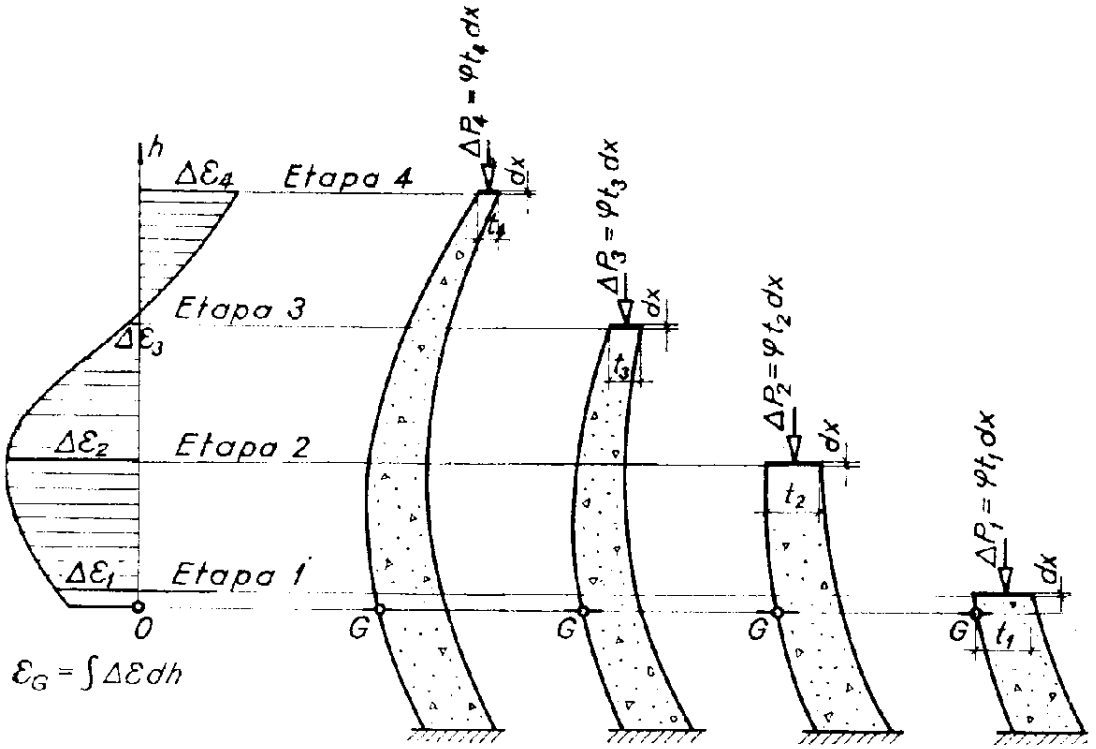


Fig. 19-12. Evoluția deformațiilor în diferite faze de execuție:
ε_G — deformație specifică totală în punctul G; φ — factor de multiplicare.

Aplicarea metodei se face fie folosind greutatea proprie a modelului, fie utilizînd sarcini exterioare analoage greutăților ΔP (fig. 19-12 — *metoda Raphael*). Folosirea de sarcini exterioare permite o scară mare a forțelor — limitată de rezistența la zdrobire a materialului — procedeul putînd fi aplicat la orice model de baraj. Un dezavantaj al său constă în faptul că necesită decuparea diferitelor etape, la care se face încărcarea, din modelul inițial și conduce deci la distrugerea modelului.

§ 7. APARATURA DE MĂSURĂ

33. Generalități

După construirea modelului și reproducerea solicitărilor, comportarea lui se urmărește prin înregistrarea evoluției mărimilor fizice caracteristice cu ajutorul aparaturii de măsură. În domeniul încercărilor pe modele nu se pot determina direct eforturile. Acestea se obțin prin măsurarea și prelucrarea deformațiilor și deplasărilor.

Aparatele și dispozitivele de măsură sînt foarte variate. Gruparea lor se poate face funcție de [18]:

— *construcție*, deosebind aparate electrice și electronice, aparate hidraulice, aparate mecanice și mecano-optice, pneumatice;

— *destinaţie*, servind la măsurări de deplasări, deformaţii, presiuni, vibraţii, caracteristici termice;

— *aşezare*, putînd fi dispuse în interior sau la exterior;

— *tipul încercărilor*, statice, dinamice, speciale.

34. Măsurarea deplasărilor

Pentru măsurarea dimensiunilor şi deplasărilor modelului se folosesc nivele şi teodolite de precizie, micrometre, curbimetre, microcomparatoare, clinometre, fleximetre, deformetre, toate avînd scheme neelectrice [18].

Cele mai folosite sînt *microcomparatoarele*. Ele sînt construite în principiu dintr-o tijă al cărui capăt (palpator) se sprijină pe punctul mobil al modelului, urmărindu-i mişcarea pe care o transmite amplificat, printr-un angrenaj, la un cadran de citire (fig. 19-13). Cu microcomparatorul se pot măsura deplasări radiale, verticale, tangenţiale, curburi.

La montarea lor este necesar să se respecte anumite reguli:

— axa palpatorului se aşază pe suprafaţa mobilă după direcţia deplasării de măsurat;

— suprafaţa pe care se aşază palpatorul trebuie să fie netedă şi nedeformabilă;

— la materiale moi palpatorul calcă pe plăcuţe de metal lipite pe model;

— sistemul de fixare şi sprijinire a microcomparatorului să fie absolut rigid şi independent de model, pentru a nu înregistra deplasări parazitare.

Precizia microcomparatorului (deplasarea echivalentă unei diviziuni de cadran) poate fi 0,1; 0,01; 0,001 mm. Deplasarea maximă măsurabilă este de 0,60 ... 25 mm.

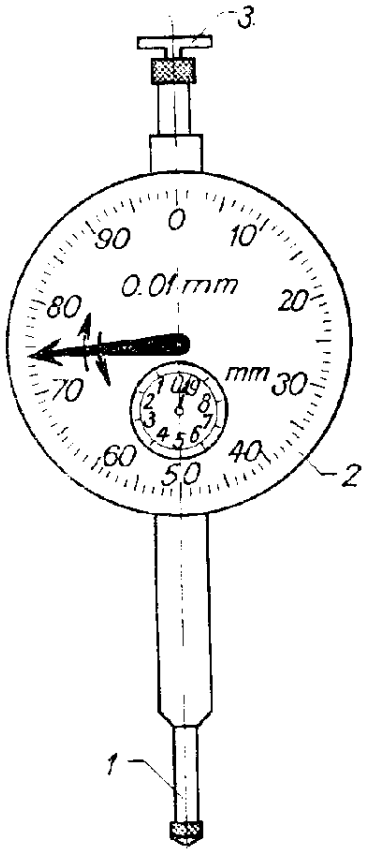


Fig. 19-13. Microcomparator:
1 — palpator; *2* — cadran de citire; *3* — cap fix.

35. Măsurarea deformaţiilor

Operaţia de măsurare a deformaţiilor poartă numele de *tensometrie*, iar aparatele destinate acestui scop, *tensometre*. Tensometrele pot fi mecanice şi mecanooptice, pneumatice, electrice şi electroacustice [18].

Partea aparatului care urmăreşte nemijlocit deformaţia este traductorul. El urmăreşte deformaţia unui segment de mărime dată, denumit *bază*, ales corespunzător scării modelului şi deformabilităţii materialului.

Tensometrele mecanice măsoară alungirile bazei, care are la un capăt un cuțit fix, iar la celălalt o prismă cuțit mobilă. Aparatul amplifică alungirea bazei de 2 000 ori.

Tensometrele pneumatice tip *Solex* măsoară, cu ajutorul unui manometru diferențial, variația debitului unui curent de aer, care trece printr-un orificiu variabil cu deformarea. Este un instrument extrem de precis, cu bază de 2 ... 5 mm și amplificare de 200 000 ori, dar foarte delicat și dificil de pus la punct.

Tensometrele electrice constituie un mijloc universal și comod de măsurare a deformațiilor. Ele se compun dintr-un traductor solidar cu modelul și un aparat de măsură — indicatorul. Uneori înregistrarea deformațiilor se face automat și atunci este necesar și înregistratorul. Traductoarele pot fi rezistive, inductive etc., funcție de mărimea electrică pe care o fac să varieze odată cu dimensiunile bazei. Ele se pretează la măsurarea indirectă a numeroase mărimi mecanice — forțe, deplasări, accelerații. Tensometrele electrice măsoară variația relativă a bazei $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$, adică deformații specifice. Cele mai folosite traductoare electrice sînt cele electrorezistive, bazate pe efectul tensorezistiv, adică pe dependența rezistenței electrice a unui conductor de starea sa de tensiune mecanică.

Traductoarele electrorezistive sau *mărcile* se confecționează prin lipirea unui fir foarte subțire pe un suport de hîrtie sau plastic sau dintr-o foiță metalică lipită pe plastic. Schema generală este prezentată în figura 19-14, *a*.

Fidelitatea măsurării cu mărci depinde de modul de lipire a mărcii pe model și de izolarea ei față de influențele mediului. Lipirea se face cu clei corespunzător (celuloid dizolvat în acetonă) prin presare pe suprafața șlefuită, degresată și perfect uscată a modelului (fig. 19-14, *b*). Stratul de clei trebuie să fie subțire și perfect uscat (minimum 24 ore). Marca trebuie să fie termo, hidro și electroizolată. Cînd nu se aplică procedee speciale de izolare, se asigură constanța microclimatului camerei de măsură.

Pentru eliminarea unor efecte parazitare se folosește o marcă de comparație (compensație) în condiții identice, dar nesolicitată.

Pe model traductorii se așază în nodurile unei rețele de secțiuni importante pentru studiul stării de deformație. La un baraj arcuit ele se dispun după arce, console și contur (fig. 19-15).

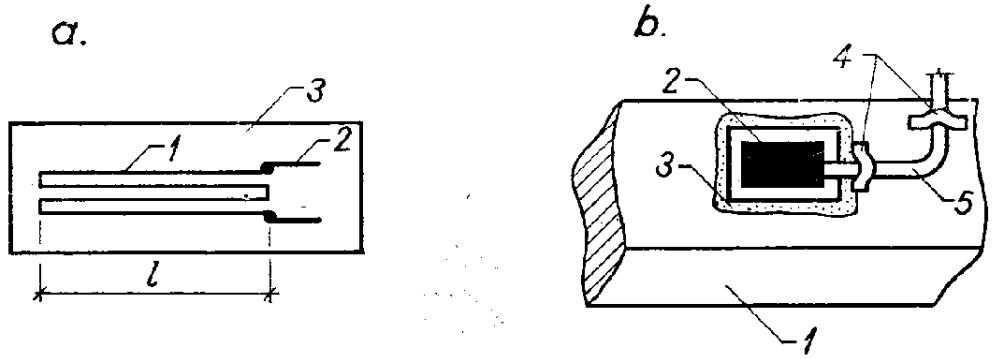


Fig. 19-14. Traductor electrorezistiv (marcă):
a — schemă; *1* — fir de constantan; *2* — bornă; *3* — suport de hîrtie; *b* — aplicarea mărcii; *1* — corpul modelului; *2* — traductor; *3* — adeziv; *4* — bandă de lipit; *5* — conductor electric.

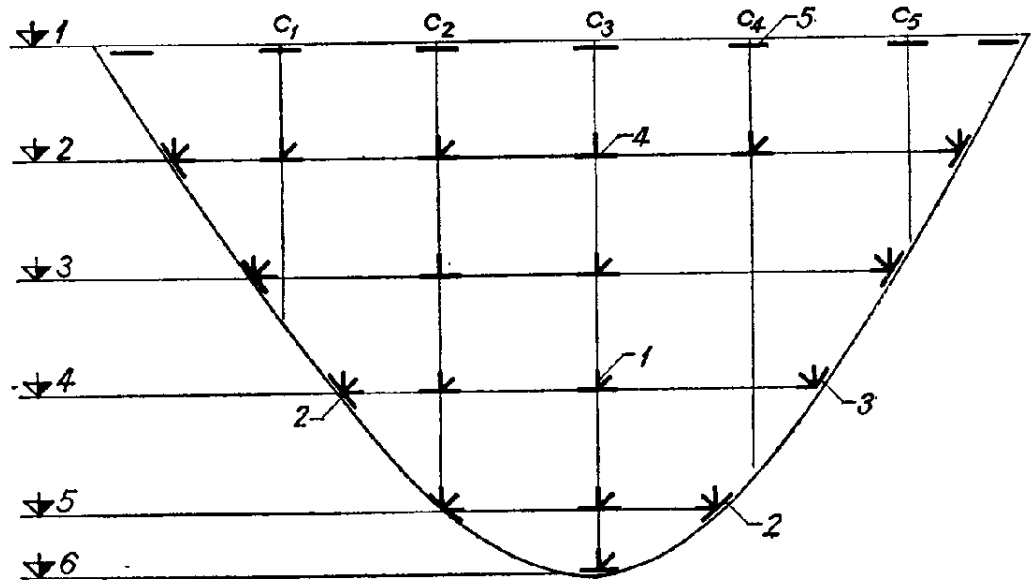


Fig. 19-15. Schema aşezării traductorilor pe un model de baraj arcuit:
1 — rozetă simplă; *2* — rozetă dublă; *3* — rozetă de contur; *4* — traductori la 90°; *5* — traductor simplu.

Pentru a cunoaşte starea de deformaţie şi eforturi în jurul unui punct, se pozează în acel punct traductori aşezaţi pe direcţii convenabile în diferite formaţii (fig. 19-16).

Încercarea pe model a barajelor necesită un număr foarte mare de puncte de măsură şi implicit şi de traductori care se urmăresc într-un timp scurt la o singură punte. Această operaţie se face cu ajutorul comutatoarelor care permit conectarea succesivă a traductorilor la aparatul indicator.

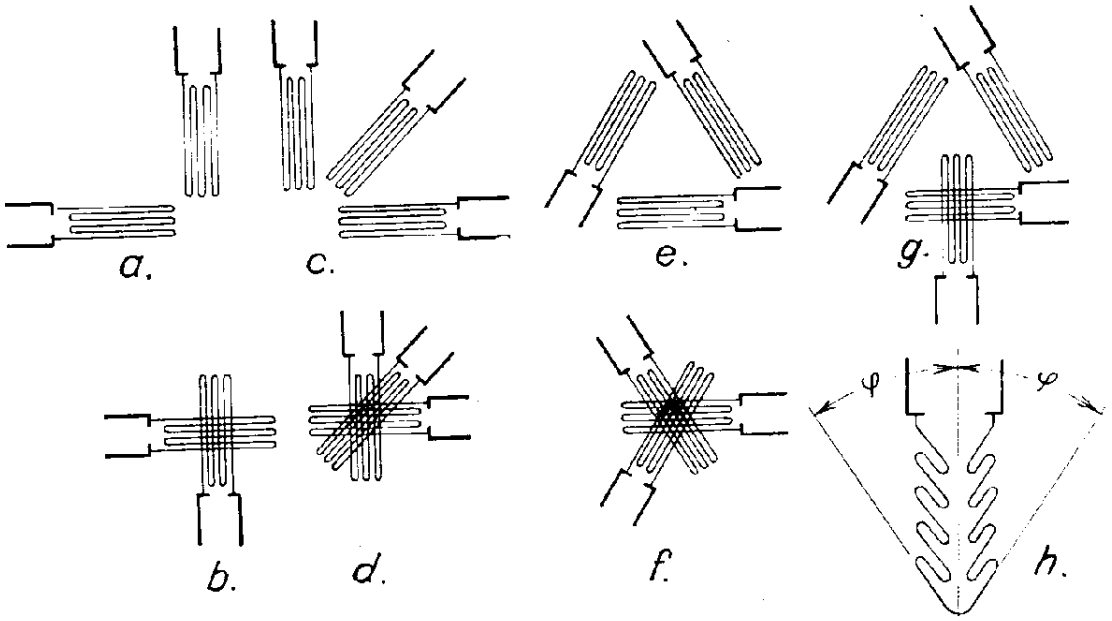


Fig. 19-16. Formaţii de aşezare a traductorilor:
a — rozetă din doi traductori perpendiculari independenţi; *b* — idem, suprapuşi; *c* — rozetă din trei traductori independenţi dispuşi la 45°; *d* — idem, suprapuşi; *e* — rozetă din trei traductori independenţi dispuşi la 60°; *f* — idem, suprapuşi; *g* — idem, cu marcă de corecţie; *h* — traductor schelet de peşte pentru măsurarea eforturilor de torsiune.

36. Măsurarea temperaturilor

Pentru măsurarea temperaturilor pe modele se folosesc termocuple sau sonde termorezistive, amplasate în secțiuni orizontale sau verticale în care se urmărește evoluția termică a modelului. Ele sînt conectate la milivoltmetre sau punți de măsură.

37. Mijloace de măsură pentru materiale foarte deformabile

În cazul materialelor foarte deformabile, aparatele descrise nu dau întotdeauna rezultate, întrucît deformațiile sînt mult mai mari decît domeniul lor de măsură. Este deci nevoie să se recurgă la mijloace de precizie adecvată.

Foarte utilizată este metoda tensorețelelor [8] care măsoară, printr-un sistem de microscoape și microcomparatoare, deformațiile unei rețele trasate pe model. Rețeaua se înregistrază înainte și după deformare și cele două poziții se compară microscopic cu foarte mare precizie (fig. 19-17). Metoda este aplicabilă la materiale de tipul gelatinei, valțmasei, plasticelor.

O metodă foarte sugestivă pentru aprecierea stării de efort a modelului este metoda lacurilor casante. Pe suprafața modelului neîncărcat (sau încărcat) se pulverizează un lac casant. După uscarea lacului modelul se încarcă (sau descarcă) și lacul, avînd alungiri de rupere mult mai mici decît alungirile elastice ale materialului modelului, fisurează perpendicular pe direcția eforturilor principale maxime. Apare în acest fel o imagine foarte clară a liniilor de efort principal pentru cazul respectiv. Aceste curbe permit reducerea numărului de traductori și, dacă se etalonează, asigură chiar calculul cantitativ al eforturilor de pe model.

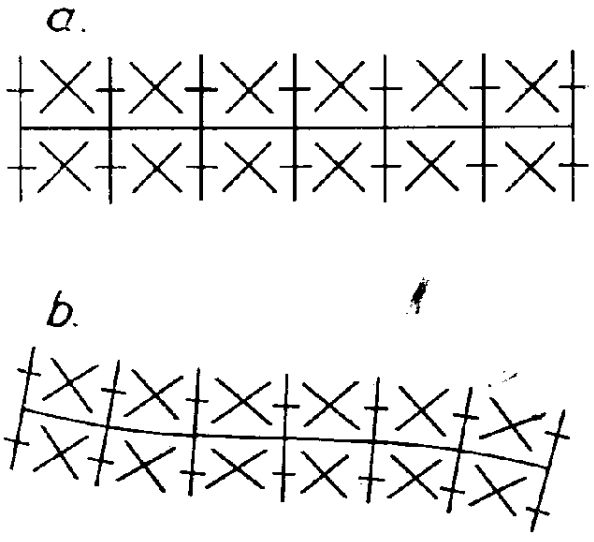


Fig. 19-17. Rețea tensometrică imprimată:
a — înainte de deformare; *b* — după deformare.

§ 8. MĂSURĂTORI ŞI REZULTATE

38. Metodica încercărilor

Metodica încercărilor cuprinde totalitatea regulilor şi procedeelor care trebuie aplicate la cercetarea pe model, pentru a obţine rezultate precise şi fidele. Procedeele aplicate sînt specifice tipului de încercare — stadiu elastic, la rupere, static, dinamic, termic — şi materialului folosit — elastoplastic sau casant.

În cele ce urmează se prezintă metodica măsurătorilor pentru încercări statice în domeniul elastic, încercările cele mai des folosite la studiul şi proiectarea barajelor.

Modelul executat şi instalat în stand, prevăzut cu mijloace de măsură (în special traductori electrorezistivi şi microcomparatoare) şi cu instalaţia de aplicare a solicitărilor, este gata pentru încercare. Înainte de începerea încercării se face o verificare atentă a tuturor părţilor componente ale complexului, conform proiectului de încercare.

Avînd în vedere efectele puţin cunoscute ale curgerii lente asupra măsurării deformaţiilor, se aplică mai întîi un număr de cicluri — încărcări şi descărcări repetate — care să stabilizeze materialul. Practic se aplică întîi greutatea proprie şi se menţine modelul sub această încărcare constantă pînă cînd aparatele de măsură nu mai indică variaţii ale deformaţiilor. Se aplică apoi presiunea hidrostatică în cicluri, pînă cînd se înregistrează deformaţii foarte apropiate la două cicluri succesive.

Odată etapa de stabilizare a materialului încheiată se aplică ciclurile etapei de măsurare. În cazul materialelor foarte deformabile, ciclul trebuie executat în timp foarte scurt pentru a evita urmările variaţiei neliniare a modulului de elasticitate cu timpul. Dealtfel pentru toate materialele se studiază pe probe timpul optim pentru obţinerea unor citiri corecte. Durata unui ciclu este de 30 ... 60 minute.

Sensul şi ordinea variaţiei sarcinilor la încărcare şi descărcare trebuie să respecte obligatoriu ordinea de pe prototip (situaţia naturală). Cînd valorile citirilor pe cicluri (încărcat-descărcat) se repetă, se fac 5 ... 10 măsurători definitive, care se prelucrează pentru obţinerea mărimilor de calcul.

Paralel cu măsurătorile definitive, se face verificarea caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor pe probele martor, pentru stabilirea valorilor de calcul ale coeficienţilor reali de similitudine.

39. Înregistrarea deplasărilor

În programul unei încercări statice în domeniul elastic sînt prevăzute de obicei măsurători de deplasări şi deformaţii. Se pot măsura deplasări orizontale, verticale, tangenţiale şi rotiri folosind diverse sisteme de aşezare a microcomparatoarelor.

Precizia microcomparatoarelor se alege în funcţie de mărimea deplasărilor — spre exemplu pentru deplasările verticale, care sînt foarte mici, se folosesc mijloace foarte sensibile (0,01 mm).

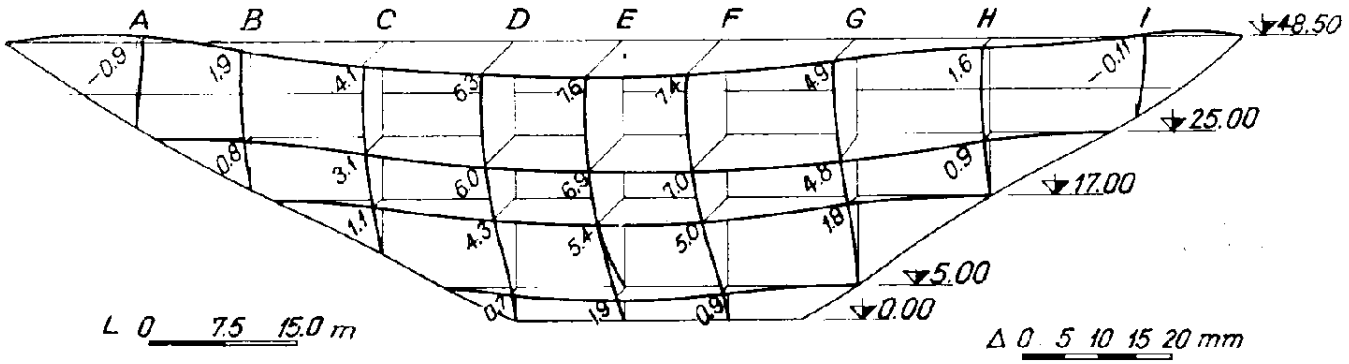


Fig. 19-18. Deplasările paramentului aval al barajului Teliuc înregistrate pe model sub acțiunea presiunii hidrostatice.

În cadrul unui ciclu valorile deplasărilor modelului se stabilesc prin diferențele citirilor în starea încărcat și descărcat. Diferențele se prelucrează în funcție de număr și împrăștiere și se determină media numărului total de cicluri. Se calculează în acest fel deplasările punctelor respective ale modelului u_m. Deplasările prototipului, u_p, se obțin folosind coeficientul de similitudine: $u_p = u_k u_m$.

Rezultatele se prezintă sub formă de tabele și diagrame. În figura 19-18 sînt prezentate deplasările paramentului aval al barajului arcuit *Teliuc*, iar în figura 19-19 deplasările secțiunii centrale a barajului cu contraforți *Secul*.

Aspectul și mărimea deplasărilor de pe model permit să se aprecieze gradul de încastrare realizat, elasticitatea structurii etc. Interesante sînt graficele comparative cuprinzînd rezultatele calculelor, măsurătorilor pe model și eventual ale măsurătorilor în natură, pentru diferite secțiuni caracteristice.

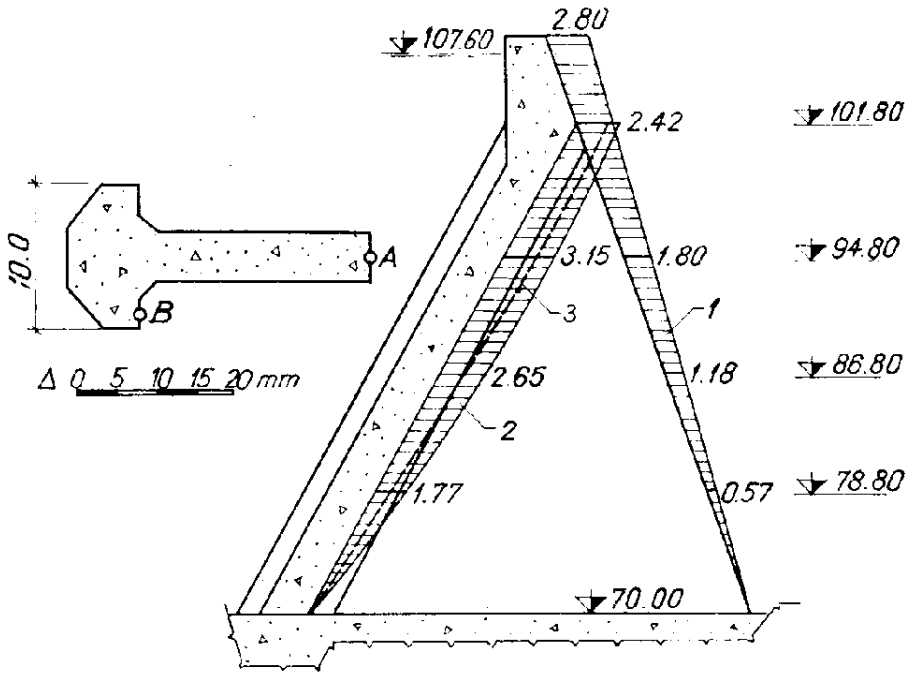


Fig. 19-19. Deplasări înregistrate pe model în secțiunea centrală a barajului Secul:

1 — deplasări la paramentul aval *A*; *2* — deplasări la fața aval a ciupercii *B*; *3* — deplasări relative ale punctelor *B*.

40. Înregistrarea și calculul deformațiilor

Studiul pe modele se face prin urmărirea deformațiilor. Valorile eforturilor se calculează indirect cu ajutorul valorilor deformațiilor determinate pe model. Măsurătorile efectuate sînt punctuale și superficiale. Măsurarea deformațiilor la suprafața modelului este justificată deoarece starea de efort poate fi cunoscută prin intermediul deformațiilor suprafeței lui. Într-adevăr eforturile extreme apar pe suprafața modelului, iar distribuția eforturilor în limitele elastice, este liniară pe secțiune. Înregistrările făcute se pot considera punctuale cînd baza este suficient de mică și nu apar concentrări de eforturi. Se utilizează măsurarea deformațiilor pe mai multe direcții concurente în punctul de măsură. Practic, starea de deformație într-un punct al suprafeței modelului se determină prin măsurarea alungirilor a minimum trei extensometre concurente în acel punct.

Alungirile sînt transformate în alungiri relative — deformații specifice:

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L} \tag{33}$$

unde:

δ — alungirea bazei extensometrului;
L — lungimea bazei.

Din teoria elasticității se știe că starea completă de deformație se poate determina cunoscînd alungirile relative pe trei direcții. Fie un punct O al suprafeței modelului (fig. 19-20) prin care trece planul tangent xOy. Deformația după o direcție ξ care trece prin O și este conținută în acest plan, avînd cosinusurile directoare (m, l), este:

$$\varepsilon = \varepsilon_x l^2 + \varepsilon_y m^2 + \gamma_{xy} lm. \tag{34}$$

Cunoscînd în planul tangent alungirile relative pe trei direcții diferite ξ_1, ξ_2 și ξ_3, se determină ε_x, ε_y și γ_{xy}, care definesc starea de deformație pe suprafața modelului în punctul cercetat.

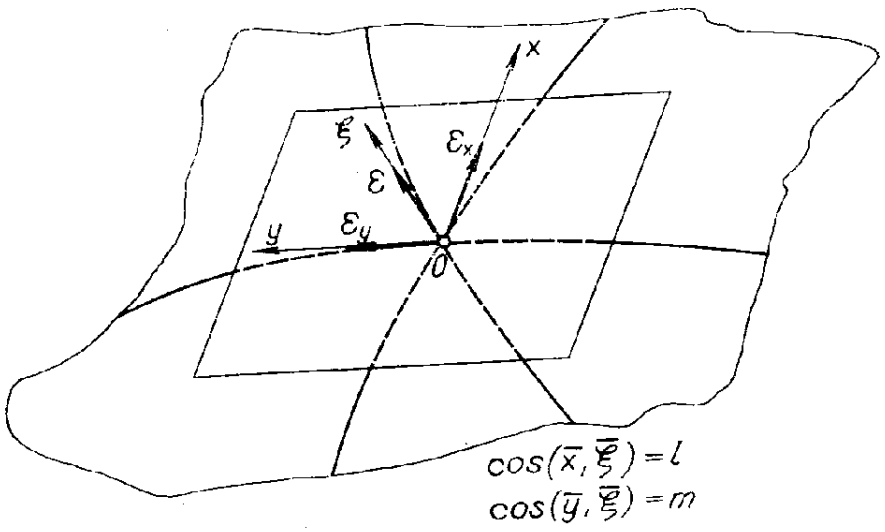


Fig. 19-20. Deformații în planul tangent.

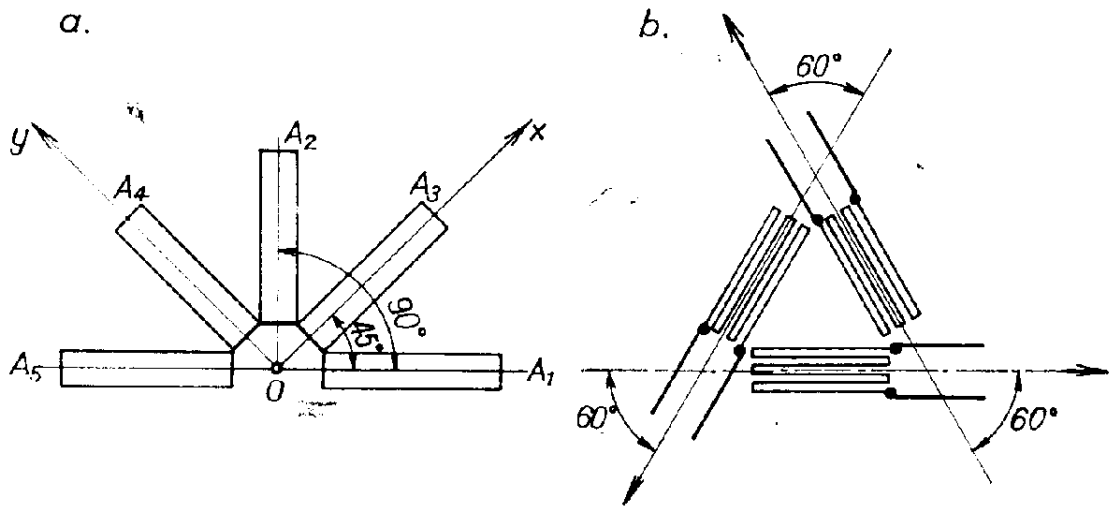


Fig. 19-21. Rozete de traductori:
a — cu unghiuri de 45°; *b* — cu unghiuri de 60°.

Dispunerea în plan a celor trei direcții se alege sub formă de rozetă — o formație de traductori cu caracteristici geometrice cunoscute. Ele au o a patra direcție de control pentru compensarea erorilor (fig. 19-21, *a*). Dacă OA_1 reprezintă direcția orizontală și OA_2 direcția verticală, notarea alungirilor se face ε_0 pe OA_1, ε_{45} pe OA_3, ε_{90} pe OA_2 și $\varepsilon_{(-45)}$ pe OA_4. Relația de verificare și corecție este:

$$\varepsilon_0 + \varepsilon_{90} = \varepsilon_{45} + \varepsilon_{(-45)}. \tag{35}$$

41. Deformații principale

Dacă în punctele suprafeței de măsurat forțele exterioare sînt nule sau normale, cu sistemul de coordonate xOy atașat planului tangent, se pot determina alungirile principale cunoscînd ε_x, ε_y și γ_{xy}:

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) \pm \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2}, \tag{36}$$

direcțiile lor făcînd cu orizontala (Ox) un unghi dat de relația:

$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y}. \tag{37}$$

Cînd se dispune numai de înregistrările rozetei de tipul celei din figura 19-21, *a*, atunci alegînd pe ε_{45} și $\varepsilon_{(-45)}$ ca axe x și y rezultă:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \varepsilon_{45} \\ \varepsilon_y &= \varepsilon_0 + \varepsilon_{90} - \varepsilon_{45} = \varepsilon_{(-45)} \\ \gamma_{xy} &= \varepsilon_{90} - \varepsilon_0 \\ \varepsilon_{1,2} &= \frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_{90}}{2} \pm \frac{\sqrt{2}}{2}\sqrt{(\varepsilon_0 - \varepsilon_{45})^2 + (\varepsilon_{45} - \varepsilon_{90})^2}. \end{aligned} \tag{38}$$

Stabilirea valorii φ corespunzătoare lui ε_1 (alungirii maxime) se face ţinînd seama că unghiul dintre ε_1 şi alungirea algebric cea mai mare dintre ε_x şi ε_y este mai mic de 45°.

Dacă se utilizează rozete cu unghiuri de 60° (fig. 19-21, *b*), notînd alungirile cu ε_0, ε_{60} şi $\varepsilon_{(-60)}$, atunci formulele devin:

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_{60} + \varepsilon_{(-60)}}{3} \pm \frac{\varepsilon_{(-60)} - \varepsilon_{60}}{\sqrt{3}\sin 2\varphi_0} \tag{39}$$

$$\operatorname{tg} 2\varphi_0 = \frac{\sqrt{3}\,[\varepsilon_{(-60)} - \varepsilon_{60}]}{2\varepsilon_0 - \varepsilon_{(-60)} - \varepsilon_{60}}. \tag{40}$$

Dealtfel există posibilitatea de a stabili formule şi procedee de calcul pentru orice scheme de aşezare a traductorilor într-un punct.

42. Determinarea stării de efort

Cunoscînd curba caracteristică a materialului (relaţia între efort şi deformaţie) se pot determina, pe baza deformaţiilor măsurate, eforturile în model. Dacă materialul de modelare folosit respectă legea lui *Hooke*, eforturile principale din planul tangent la suprafaţă se determină cu relaţiile:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_1 + \mu\varepsilon_2)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_2 + \mu\varepsilon_1). \tag{41}$$

Condiţia este ca suprafaţa modelului să fie neîncărcată. Evident că se pot calcula şi eforturile σ_x, σ_y şi τ_{xy} (care corespund spre exemplu necesităţii construirii diagramelor de efort pe arce şi console la barajele arcuite) direct din deformaţiile calculate ε_x, ε_y şi γ_{xy}:

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_x + \mu\varepsilon_y)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_y + \mu\varepsilon_x) \tag{42}$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2(1+\mu)}\gamma_{xy}.$$

În acest caz pentru determinarea eforturilor principale se folosesc formulele:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}. \tag{43}$$

Se mai pot determina eforturile în orice alte puncte importante, în afara celor de măsură, prin interpolarea diagramelor de efort trasate. Cunoscînd direcțiile și valorile eforturilor principale în fiecare punct, se trasează traiectoriile eforturilor principale și liniile izostatice.

43. Prelucrarea și prezentarea datelor

Prelucrarea datelor constituie o etapă comună tuturor încercărilor. Mai întîi se execută citirile corespunzătoare diferitelor cicluri de încercări și se face media de calcul compensată. În același timp cu încercarea se determină caracteristicile materialului (E și μ) și curba caracteristică $\sigma = f(\varepsilon)$ pe probele martor. Se întabulează apoi datele citite și se calculează, după o schemă convenabilă, eforturile pe model și din acestea, cu ajutorul coeficienților de similitudine, eforturile pe prototip. Se prezintă apoi grafic și în tabele rezultatele obținute și concluziile corespunzătoare. Prezentarea datelor este o operație nu numai de bilanț dar și de valorificare. Este necesar ca forma aleasă să fie sugestivă și să permită reliefarea obiectului principal al studiului.

În figura 19-22 este prezentat materialul grafic rezultat în urma încercării pe model a barajului *Vidraru*. Modelul a fost confecționat din ipsos cu diatomit la scara 1:150 ($E_m = 30\,000$ kg/cm^2) [13]. În afara diagramelor de deplasări, eforturi și eforturi principale se mai pot reprezenta curbele izostatice și eventual valorile eforturilor în puncte speciale sub influența unor factori deosebiți.

Este indicat ca rezultatele încercărilor să se verifice prin calcule de control ale echilibrului unor părți din model. La barajele arcuite se recomandă să se facă calculul repartizării presiunii hidrostatice pe baza eforturilor determinate pe model. Astfel dacă se notează cu t grosimea unei secțiuni și cu:

σ^v_{am}, σ^v_{av} — eforturile verticale amonte, respectiv aval;

σ^0_{am}, σ^0_{av} — eforturile orizontale amonte, respectiv aval;

τ_{am}, τ_{av} — eforturile tangențiale amonte, respectiv aval,

se pot calcula solicitările pe secțiune [2]:

$$N_x = t\,\frac{\sigma^0_{am} + \sigma^0_{av}}{2}; \qquad N_y = t\,\frac{\sigma^v_{am} + \sigma^v_{av}}{2};$$

$$T = t\,\frac{\tau_{am} + \tau_{av}}{2}; \tag{44}$$

$$M_x = -\frac{t^2}{6}\,\frac{\sigma^0_{am} - \sigma^0_{av}}{2}, \qquad M_y = -\frac{t^2}{6}\,\frac{\sigma^v_{am} - \sigma^v_{av}}{2};$$

$$M_t = M_{tx} = M_{ty} = \frac{t^2}{6}\,\frac{\tau_{am} - \tau_{av}}{2}.$$

Luînd valoarea unitară a presiunii hidrostatice p, raportată la axa medie a unui element secționat din baraj, și scriind ecuația de echilibru a elementului, se poate evidenția partea de presiune preluată de arce, de console și prin torsiune.

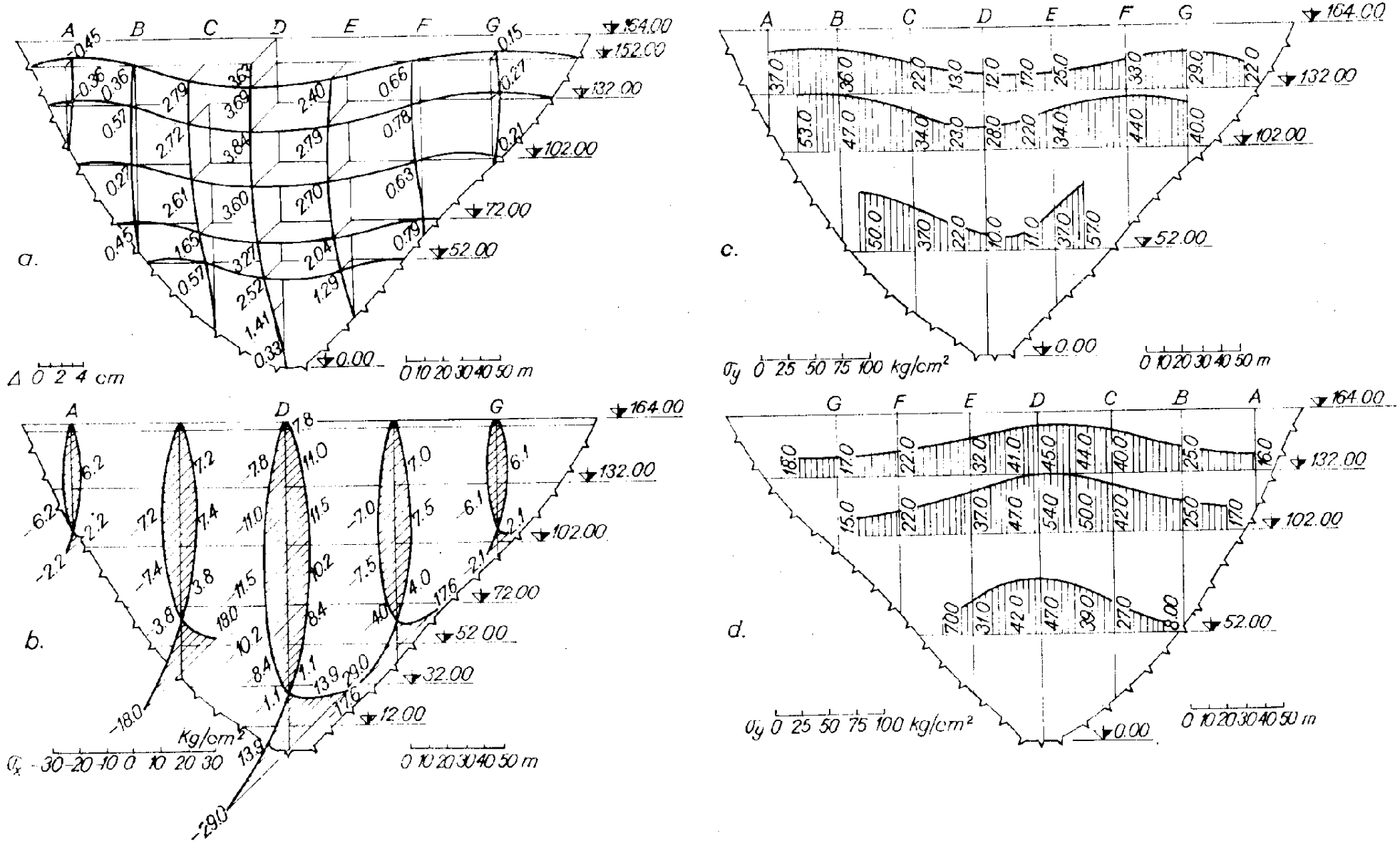


Fig. 19-22. Deplasări și eforturi rezultate la încercarea pe model a barajului Vidraru:

a — deplasări la paramentul aval; *b* — eforturi verticale (σ_x); *c* — eforturi orizontale (σ_y) la paramentul amonte; *d* — eforturi orizontale (σ_y) la paramentul aval.

Rezultatele obținute pe baza datelor furnizate de model arată modul de comportare a barajului și permit să se găsească posibilități de îmbunătățire a structurii lui. De multe ori noi variante, astfel apărute, se pot obține chiar din vechiul model prin prelucrare, rectificare, tăiere. Noua formă poate fi încercată cu un volum de muncă și de timp mult redus și în acest fel se poate optimiza soluția chiar din această fază.

§ 9. ÎNCERCĂRI DINAMICE

44. Generalități

Solicitările dinamice sînt foarte diverse în cazul construcțiilor hidrotehnice. Ele pot fi cutremure, vibrații ale mașinilor și agregatelor, acțiunea apei în mișcare, șocuri, explozii etc., într-o gamă largă de frecvențe. Cercetările principale se referă la cutremure, care pot avea urmări catastrofale. Procedeele de soluționare sînt dealtfel analoage și pentru alte solicitări dinamice.

Din analiza comportării reale a construcțiilor hidrotehnice la solicitări dinamice, a rezultat necesitatea înlocuirii metodei statice de calcul cu metoda dinamică, care ține seama de deformarea elastică a structurii în timpul mișcării. Deoarece caracteristic construcțiilor hidrotehnice este contactul cu apa, se urmărește modul de conlucrare în domeniul de frontieră dintre masa de lichid și construcție [19].

Legat de comportarea reală a construcțiilor la sarcini dinamice, s-au abordat probleme relative la comportarea în ansamblu a terenului de fundație și a corpului barajului [19]. Progresele înregistrate prin noile metode de calcul, ca metoda elementului finit, nu pot elucida în întregime toate aspectele comportării dinamice ale structurilor hidrotehnice. Modelul fiind un instrument cu caracter general completează și în acest caz metodele teoretice nou apărute. Cercetările pe model și în natură se întrepătrund în etapa actuală furnizînd rezultate utile pentru practica de proiectare.

45. Analiza comportării barajelor arcuite la cutremur

Un baraj arcuit fiind o structură complexă, procedeele de rezolvare ale problemei dinamice au un caracter general și pot fi particularizate pentru tipuri mai simple de structuri.

Răspunsul structurii la o excitație seismică este determinat de accelerația terenului, de frecvența naturală a structurii și de caracteristicile de amortizare. Forțele elastice din structură sînt determinate de flexibilitatea ei. Pentru a urmări comportarea structurii este deci necesar să se cunoască caracteristicile ei dinamice (modurile și frecvențele proprii de vibrație, amortizarea) și acțiunea apei (presiunea hidrodinamică).

Barajul arcuit, considerat ca o placă curbă elastică, poate fi asimilat cu un sistem cu număr finit de grade de libertate. Vibrația lui proprie este descrisă de ecuația:

$$[m]\ddot{q} + [c]\dot{q} + [K]q = -[H]\ddot{q} \tag{45}$$

unde:

q — vectorul deplasărilor generalizate (vectorii proprii);
$[m]$ — matricea maselor;
$[c]$ — matricea amortizării;
$[K]$ — matricea rigidităților;
$[H]$ — matricea presiunilor hidrodinamice.

Din măsurătorile în natură rezultă că pentru barajele arcuite amortizarea este foarte redusă, deci $[c] \approx 0$. Apa din rezervor produce un efect de masă adițională [19], așa încît $[m]$ și $[H]$ se compun, rezultînd:

$$[M] = [m] + [H]. \tag{46}$$

Ecuația devine:

$$[M]\ddot{q} + [K]q = 0, \tag{47}$$

sau admițînd pentru oscilațiile proprii o formă sinusoidală de forma $q = q_0 \sin \omega t$ rezultă:

$$([K] - \omega^2[M])q_0 = 0, \tag{48}$$

unde:

q_0 — vectorii proprii;
ω — frecvența oscilațiilor proprii fără amortizare.

Analiza se reduce deci la o problemă de valori proprii. Pentru rezolvarea ei este necesară cunoașterea matricelor $[M]$ și $[K]$. Evident $[m]$ se evaluează foarte simplu, iar $[K]$ se poate calcula printr-una din metodele *element finit, rețele, arce — consola maestră*. Procedeele de calcul al matricei rigidităților sînt însă laborioase și nu întotdeauna eficace. La încercările pe model se recurge la modelul structural, pentru determinarea matricei rigidităților, și la modelul analogic, pentru determinarea matricei presiunilor hidrodinamice $[H]$.

46. Condiții de similitudine

Ecuațiile generale care guvernează vibrațiile corpului liniar, elastic, izotrop și omogen sînt relațiile lui *Lamé* [6]:

$$\frac{G}{1-2\mu}\frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i} + G\Delta u_i + X_i = \rho \ddot{u}_i \tag{49}$$

unde:

u_i — deplasări;
$\varepsilon = -\dfrac{\partial u_i}{\partial x_i}$ — deformații specifice;

X_i — forțe masice;

$\ddot{u}_i = \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2}$;

ρ — densitate;

$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ — modul de elasticitate transversală.

Mărimile care intervin în ecuațiile funcționale și dimensiunile lor în sistemul LFT sînt:

c_p — viteza de propagare longitudinală [LT^{-1}];

c_s — viteza de propagare transversală [LT^{-1}];

ω — pulsația oscilațiilor sinusoidale [T^{-1}];

L — dimensiuni liniare ale corpului [L];

$\dot{u}$ — viteze [LT^{-1}];

$\ddot{u}$ — accelerații [LT^{-2}];

λ — lungime de undă [L];

X — forțe masice [L^{-3} F];

F — forțe concentrate [F].

Pe baza acestor mărimi și a relațiilor funcționale se pot alcătui următoarele criterii de similitudine:

$$\pi_1 = \mu; \quad \pi_2 = \frac{c_s}{c_p}; \quad \pi_3 = \frac{E}{\rho c_p^2}; \quad \pi_4 = \frac{\lambda}{L};$$

$$\pi_5 = \frac{\omega\lambda}{c_p}; \quad \pi_6 = \omega t; \quad \pi_7 = \frac{\dot{u}}{\omega u}; \quad \pi_8 = \frac{\ddot{u}}{\omega^2 u}; \tag{50}$$

$$\pi_9 = \frac{XL}{\sigma}; \quad \pi_{10} = \frac{F}{\sigma L^2}; \quad \pi_{11} = \frac{\sigma L}{Eu}; \quad \pi_{12} = \frac{u}{L},$$

iar din ele rezultă relațiile de similitudine:

$$\mu_k = 1; \quad c_{p_k} = c_{s_k} = E_k^{1/2} \rho_k^{-1/2}; \quad \lambda_k = L_k;$$

$$\omega_k = t_k^{-1} = L_k^{-1} c_{p_k}; \quad \dot{u}_k = \omega_k u_k; \quad \ddot{u}_k = \omega_k^2 u_k^2; \tag{51}$$

$$\sigma_k = E_k I_k^{-1} u_k; \quad X_k = \sigma_k I_k^{-1}; \quad F_k = \sigma_k L_k^2; \quad u_k = L_k.$$

Cu ajutorul relațiilor (51) se determină toți coeficienții de transformare între model și prototip. Aceste relații au implicații fizico-mecanice. Spre exemplu, invarianța coeficientului Poisson asigură raportul constant al vitezelor c_p și c_s și conduce astfel la similitudinea deformării elastice între model și prototip.

Cînd solicitările sînt mici se poate accepta liniaritatea fenomenelor dinamice, ceea ce permite neglijarea rapoartelor adimensionale $\frac{u}{L}$ și $\frac{F_d}{F_s}$ (cu F_d — forțe dinamice și F_s — forțe statice). Liniaritatea permite și aplicarea suprapunerii efectelor și deci nu mai este necesară modelarea simultană a masei inerte și a masei gravifice. Simplificările nu pot fi extinse pentru solicitări puternice pentru că ele pot produce deformații neliniare.

47. Determinarea caracteristicilor dinamice ale barajelor arcuite

În acest scop se pot utiliza încercări statice sau dinamice.

— *În cazul lacului gol* fenomenul este guvernat de relaţia (48) în care $[M] = [m]$ şi $[H] = 0$. Încercările statice se execută pe modelul folosit la încercările elastice obişnuite. Considerînd modelul ca o structură cu număr finit de grade de libertate se aleg convenabil o serie de volume fictive v_i. Corespunzător acestora apare o reţea a centrelor lor de greutate g_i. Matricea rigidităţilor acestei structuri $[K]$ se determină măsurînd ordonatele suprafeţelor de influenţă (deplasările produse) în dreptul acestor puncte g_i, corespunzătoare încărcării unitare consecutive în toate punctele g_i. Matricea maselor $[m]$ este imediat calculabilă din volumele v_i. Odată aceste valori cunoscute din (48) se determină prin calcul iterativ frecvenţele şi formele proprii. Aceleaşi mărimi se pot determina prin încercări dinamice excitînd modelul succesiv în aceleaşi puncte g_i, şi măsurînd amplitudinile rezultate în toate punctele simultan. Formele şi frecvenţele proprii se determină prin procedeul rezonanţei [19], [20].

— *În cazul lacului plin* apare ca o problemă deosebită determinarea maselor adiţionale corespunzătoare presiunii hidrodinamice $[H]$ din ecuaţia (48). Se porneşte de la ecuaţia undei şi, acceptînd că nu există reflectare şi defazaj, se obţine o ecuaţie *Laplace* cu condiţii pe contur. Dacă f este potenţialul de viteze:

$$\frac{\partial^2 f}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 f}{\partial z^2} = 0 \tag{52}$$

cu condiţiile:

pe faţa barajului $\frac{df}{dn} = v_n(x, y, z)$ = viteza suprafeţei barajului în direcţie normală;

pentru $z = 0$; $f = 0$ — pe suprafaţa liberă;

pentru $y \to 0$; $f \to 0$ — pe conturul rezervorului.

Analitic ecuaţia se poate rezolva prin metoda relaxării Experimental aceeaşi ecuaţia se rezolvă pe model electroanalogic spaţial, urmărind trecerea curentului electric prin electrolit, potenţialul electric fiind analog presiunii hidrodinamice [19]. *Zangar*, *Zienkiewicz* şi *Nath* au pus la punct această metodă. Practic se construieşte un rezervor asemenea cu lacul real, cu lungimea de circa trei ori înălţimea modelului. Pe paramentul amonte al barajului-model, în punctele corespunzătoare centrelor de greutate ale volumelor alese, se prevăd electrozi, iar rezervorul se umple cu electrolit (fig. 19-23). Prin măsurători se determină suprafeţele de influenţă (potenţiale rezultate) ale potenţialelor unitare aplicate succesiv electrozilor nodali. Prin integrarea lor pe suprafeţele aferente electrozilor respectivi se determină forţele hidrodinamice.

Calculînd masele adiţionale pe baza acestor forţe se utilizează apoi aceeaşi ecuaţie (48) pentru determinarea frecvenţelor şi formelor proprii de vibraţie. În realitate formele proprii şi masele adiţionale se interacţionează, aşa încît este necesar un calcul iterativ pentru a obţine soluţia finală.

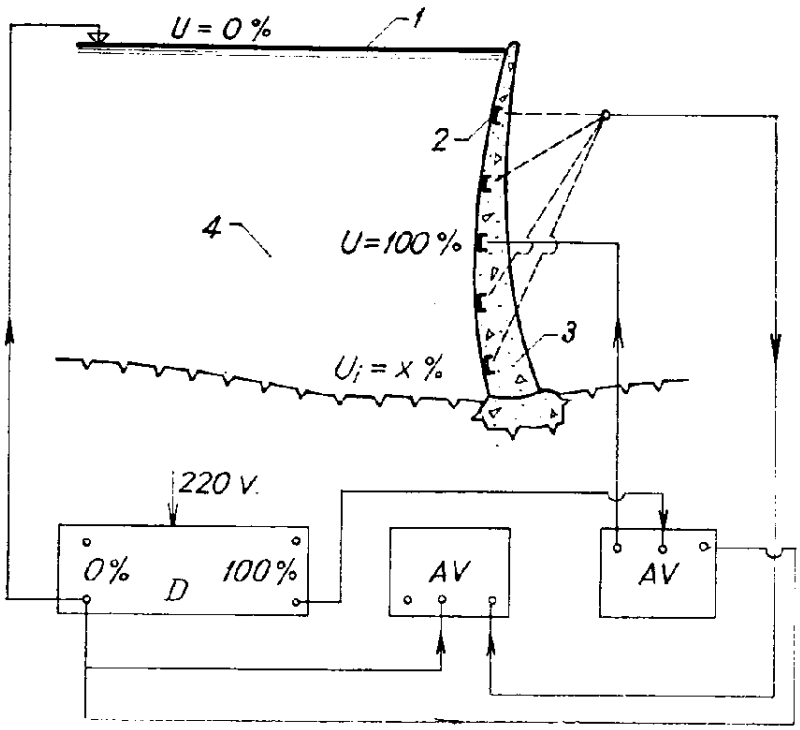


Fig. 19-23. Schema unui model electroanalogic spațial pentru un baraj arcuit:
1 — placă de cupru; *2* — electrozi; *3* — model; *4* — electrolit; *D* — distribuitor; *AV* — avometru.

Atît în cazul lacului gol cît și al lacului plin, după obținerea caracteristicilor dinamice, se determină forțele seismice care acționează asupra modelului. Metoda experimentală arătată este utilizată în prezent la *L.N.E.C. — Portugalia, Southampton — Anglia* și *I.S.P.H. — România.*

În figura 19-24 sînt prezentate diagramele formelor proprii *a* și *b*, determinate pe modelul barajului *Paltinul* [21], pentru care s-a efectuat un calcul dinamic complet la lac plin, folosind încercările statice și electroanalogice.

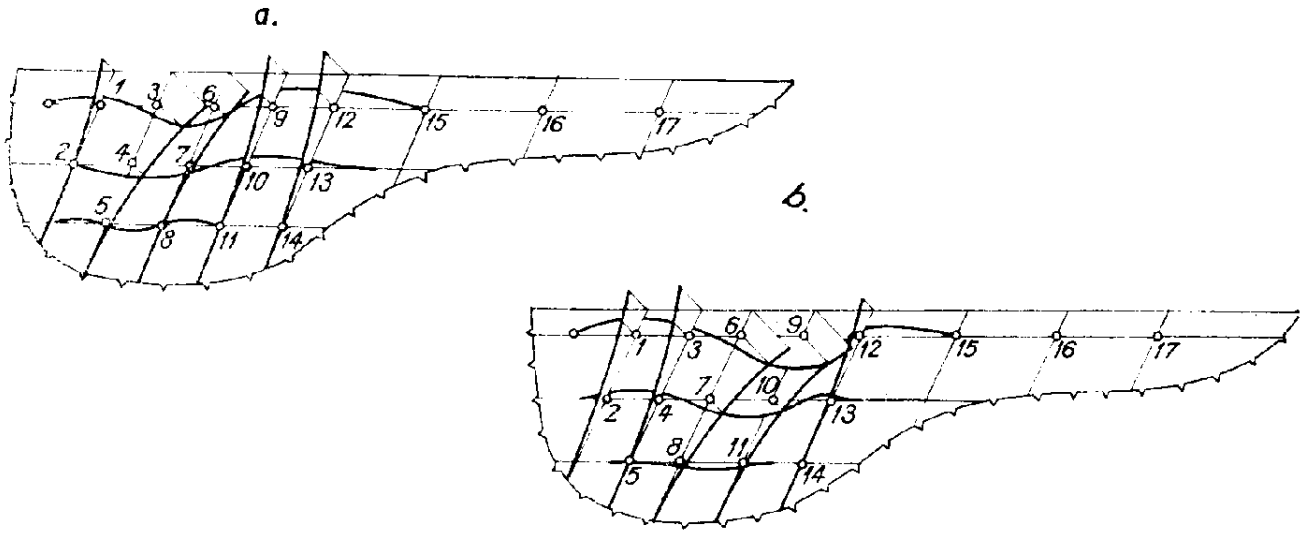


Fig. 19-24. Forme proprii de vibrație determinate pe modelul barajului Paltinul:
a — prima formă proprie; *b* — a doua formă proprie.

48. Platforme dinamice

Comportarea dinamică a modelelor se poate studia producînd artificial vibrația lor cu ajutorul unor mașini vibratoare, standuri sau platforme vibratoare. Metoda este utilizată în Italia, U.R.S.S. și Japonia.

O platformă dinamică este compusă din platforma propriu-zisă, un sistem de rezemare care dă caracterul mobil al platformei, un sistem de excitare și un sistem de comandă. În principiu, dacă partea de fundație a modelului, solidară cu platforma vibrantă, are o mișcare $u_0(t)$, atunci în punctele modelului apar forțele de inerție $m\ddot{u}_0(t)$, care produc vibrații caracterizate de deplasări dinamice ale modelului $u(t)$. Mișcarea platformei poate fi sinusoidală, șocuri izolate, oscilogramă programată etc., pe o direcție sau tridirecțională.

Încercările dinamice în fază elastică permit determinarea eforturilor, deplasărilor, frecvențelor și formelor proprii. Încercările la rupere pe platforme permit determinarea momentului premergător fisurării (modificarea frecvenței la fisurare) și aspectele ruperii.

Tehnica folosită la *ISMES — Italia* constă în supunerea modelului la vibrație staționară sinusoidală apropiată de cea naturală, amplitudinea mișcării crescînd treptat pînă la ruperea modelului. Se obțin astfel informații asupra zonelor predispuse la avarii în caz de cutremur. Pe platformă se reproduce atît modelul structurii (scări de circa 1/100) cît și fundația și zona lacului de retenție. Se urmărește și influența formei bazinului asupra mișcărilor apei din lac.

La *Tbilisi — U.R.S.S.*, pentru aprofundarea problemelor legate de acțiunea apei, în afara modelelor electroanalogice, s-au folosit bazine așezate pe platforme dinamice. S-a studiat în acest mod efectul formei lacului asupra distribuției presiunii hidrodinamice.

49. Cercetări în natură

Pentru verificarea datelor obținute pe modele se efectuează măsurători dinamice în natură, pe barajul real. Se completează și se obțin unele elemente (spre exemplu amortizarea) care nu pot fi determinate prin încercări pe modele. Astfel de cercetări s-au făcut în S.U.A., Japonia, U.R.S.S. și România (pentru barajul *Vidraru*). În figura 19-25 sînt prezentate rezultatele obținute în natură și pe model pentru acest baraj.

50. Concluziile cercetărilor dinamice pentru baraje

Din studiile efectuate pe modele și în natură se poate spune că:

— amortizarea barajelor arcuite este foarte redusă, circa 4% din cea critică;

— modul fundamental de vibrație este excitat de componenta amonte-aval a cutremurului; al doilea mod este excitat de componenta transversală; ambele moduri dau efecte maxime;

— pentru calculul efectelor cutremurului componenta principală este cea orizontală, dar în cazuri speciale se ține seama și de componenta verticală.

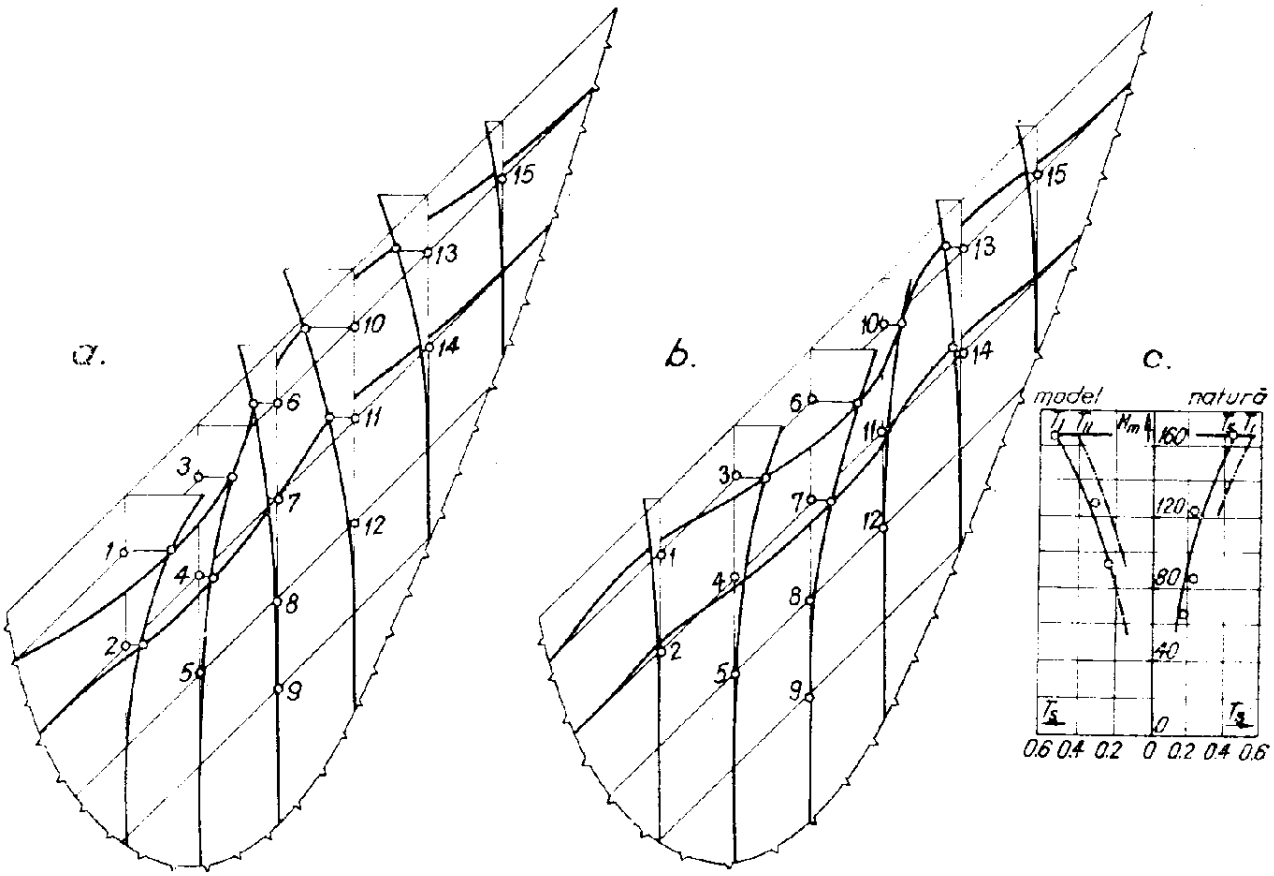


Fig. 19-25. Rezultatele încercărilor dinamice pe model și în natură la barajul Vidraru:
a — prima formă proprie; *b* — a doua formă proprie; *c* — valorile perioadelor proprii de vibrație.

51. Determinarea sarcinilor dinamice

Datele obținute prin încercările pe model (sau în natură) servesc la determinarea sarcinilor dinamice, cu care se încarcă static structura. Pe baza solicitărilor determinate se calculează starea de eforturi și deformație printr-una din metodele de calcul curente (sarcini de probă, rețele, element finit).

Spre exemplu, calculul forței orizontale, provenită din cutremur, care acționează asupra unui element oarecare k se face cu relația:

$$S_k = c_k Q_k \tag{53}$$

unde:

Q_k — greutatea elementului k;
$c_k = \bar{k}_s \psi \eta_k$;
$\bar{k}_s$ — coeficient seismic funcție de gradul de seismicitate luat în calcul;
ψ — coeficient funcție de amortizare;
η_k — coeficient funcție de comportarea dinamică a structurii.

Coeficientul η_k este direct legat de masă şi de formele proprii de vibraţie care se determină prin încercări pe model. El are expresia:

$$\eta_k = q_k \frac{\Sigma m_i q_i}{\Sigma m_i q_i^2},$$

binecunoscută dacă s-au determinat valorile q_i (vectorii proprii deplasări).

Calculul eforturilor se face pentru fiecare mod de vibraţie în parte, după care suprapunerea efectelor primelor moduri se face statistic.

§ 10. ÎNCERCĂRI TERMICE

52. Problematica încercărilor termice

Variaţiile de temperatură după direcţii normale pe feţele barajului, ca şi procesele termice interne, au ca urmare efecte importante — deformaţii, deplasări, fisurări — care nu pot fi determinate analitic cu exactitate.

Încercările termice pe modele permit, indiferent de complexitatea formei unui baraj, determinarea distribuţiei temperaturilor în corpul său, pentru diferite condiţii pe contur, şi a stării de eforturi pe suprafaţa sa datorită solicitărilor termice [15], [22].

Efectele termice în betonul tînăr nu se pot încă modela şi se consideră satisfăcătoare rezultatele calculelor analitice, simultan cu adoptarea unor procedee adecvate de punere în operă.

În încercările preliminare se studiază parametrii termici şi corelaţia lor cu cei mecanici în procesul transmiterii căldurii, în scopul selecţionării lor în vederea realizării similitudinii complete sau incomplete.

53. Determinarea distribuţiei temperaturilor

Distribuţia temperaturilor în corpul unui baraj depinde de forma şi dimensiunile sale, de climatul local, de caracteristicile termice ale fundaţiei, de orientarea şi expunerea la soare a paramentelor, de distribuţia temperaturilor în lac.

În esenţă este vorba de fenomenul de transmitere a căldurii în solide, caracterizat de criteriile adimensionale:

$$\frac{at}{L^2} = F_0 \ (Fourier), \tag{54}$$

$$\frac{aL}{\lambda} = N_u \ (Nusselt), \tag{55}$$

$$\frac{qL^2}{\lambda\theta} = D \ (Damkölher), \tag{56}$$

cu notațiile:

t — timp, în s;
$a = \lambda/C_p\gamma$ — coeficient de difuzibilitate, în m^2/h;
λ — coeficient de conductibilitate, în cal/m· h· °C;
γ — greutate specifică, în kg/m^3;
C_p — căldură specifică, în cal/kg· °C;
L — dimensiune liniară, în m;
q — cantitate de căldură, în cal;
θ — temperatură, în °C.

În cazul similitudinii complete aceste criterii sînt identice pentru model și prototip. Pentru situațiile curente, în modelare apar o serie de simplificări. Criteriul (56), care corespunde cazului mai complicat al efectelor căldurii de hidratare, se neglijează. Neglijarea este justificată dacă se limitează cercetările numai asupra barajului stabilizat termic. De asemenea criteriul (55) este practic satisfăcut pe model.

Pentru situația astfel simplificată transmiterea căldurii în corpul barajului, provenită din variațiile temperaturii exterioare, poate fi privită ca un proces de conducție. Rămîne de satisfăcut numai criteriul *Fourier* adică:

$$\frac{a_m t_m}{L_m^2} = \frac{a_p t_p}{L_p^2} \tag{57}$$

cu indicii cunoscuți, m — model, p — prototip. Relația de similitudine este:

$$\frac{a_m}{a_p} = L_k^2 t_k^{-1} \tag{58}$$

în care:

$1/L_k$ — scara lungimilor;
$1/t_k$ — scara timpilor.

Pentru folosirea adecvată a instrumentelor de măsură se recomandă $L_k = 20 \ldots 50$; $t_k = 200 \ldots 500$ și $a_m/a_p = 0{,}8 \ldots 10$.

Materialele pentru confecționarea acestor modele sînt betonul, rumegușul de lemn ș.a. În experimentare se modelează ploturi independente ale barajelor. Se reproduc prin diferite procedee condițiile termice pe contur și se măsoară distribuția temperaturilor în corpul plotului.

În figura 19-26 este prezentată schița unei astfel de încercări pentru un model de plot din rumeguș, cu fețele amonte și aval din tablă de aluminiu. Variațiile de temperatură de la paramente sînt conforme cu ciclurile diagramelor statistice. Ele se realizează, în aval cu un jet de aer încălzit cu rezistențe electrice, iar în amonte cu apă pulverizată la temperatura corespunzătoare nivelului studiat. Instalația completă cuprinde radiatoare, serpentine de răcire, pompe, termometre etc.

Măsurarea temperaturilor se face cu ajutorul unor termocuple bimetale (cupru-constantan), conectate la un aparat înregistrator. Termocuplele se montează în puncte omoloage celor în care se amplasează în prototip aparatura de măsură și control similară.

54. Determinarea eforturilor termice

Starea de efort din prototip şi model este determinată de condiţiile termice pe contur. În cadrul încercărilor termice se adoptă următoarele grupări de condiţii pe contur:

— variaţie sinusoidală anuală a temperaturii, cu aceeaşi amplitudine pentru faţa aval, coronament şi faţa amonte deasupra nivelului apei, şi cu amplitudine descrescînd în adîncime pentru faţa amonte în contact cu apa;

— variaţie sinusoidală zilnică a temperaturii pentru feţele în contact cu aerul (aval, coronament şi amonte deasupra nivelului apei) şi temperatură constantă la faţa amonte în contact cu apa.

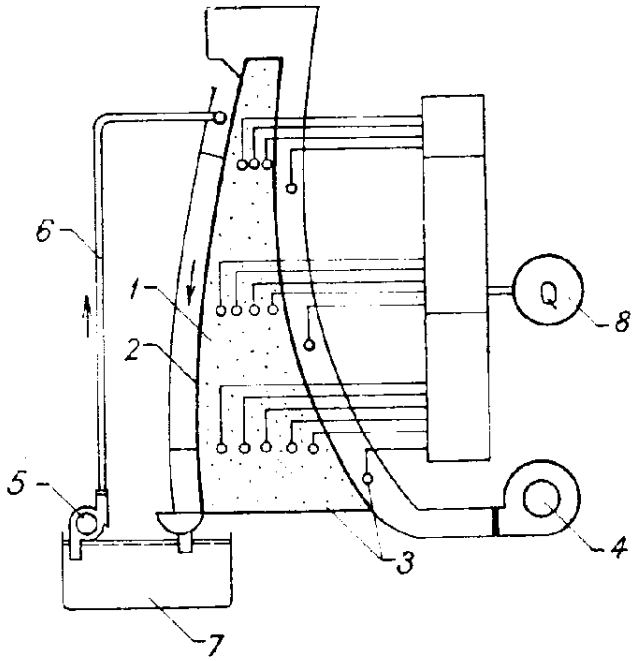


Fig. 19-26. Instalaţie pentru înregistrarea temperaturilor în corpul modelului:
1 — rumeguş; *2* — placă de aluminiu; *3* — termocuple; *4* — ventilator; *5* — pompă; *6* — conductă de alimentare; *7* — rezervor cu apă; *8* — aparatură de măsură.

Condiţiile de similitudine sînt în acest caz mai complexe. Pe lîngă similitudinea propriu-zisă — geometrică, termică şi mecanică — în domeniul elastic mai apar o serie de cerinţe suplimentare: caracteristicile fizico-mecanice şi termice ale materialului modelului să nu se schimbe cu timpul; dimensiunile terenului de fundaţie să fie suficient de mari pe model pentru ca în raport cu barajul să acţioneze ca un solid infinit; distribuţia temperaturilor exterioare pe model şi prototip să fie asemenea în puncte omoloage.

Relaţiile de similitudine provin din ecuaţiile funcţionale care guvernează fenomenul:

— expresia deformaţiilor specifice:

$$\varepsilon_\theta = \alpha\theta, \tag{59}$$

— ecuaţia lui *Fourier* pentru distribuţia temperaturilor în interiorul solidului:

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = a\Delta\theta, \tag{60}$$

— legea lui *Hooke* între eforturi şi deformaţii:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_1 + \mu\varepsilon_2),$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_2 + \mu\varepsilon_1). \tag{61}$$

Făcînd notațiile:

$\frac{a_m}{a_p} = \frac{1}{a_k}$ — scara difuzibilităților;

$\frac{\alpha_m}{\alpha_p} = \frac{1}{\alpha_k}$ — scara coeficienților de dilatare termică;

$\frac{E_m}{E_p} = \frac{1}{E_k}$ — scara modulilor de elasticitate;

$\frac{\theta_m}{\theta_p} = \frac{1}{\theta_k}$ — scara temperaturilor,

rezultă următoarele relații de similitudine:

$$\mu_m = \mu_p;$$
$$\sigma_m = \frac{1}{\theta_k E_k L_k}\sigma_p;$$
$$\varepsilon_m = \frac{1}{\theta_k \varepsilon_k}\varepsilon_p; \qquad (62)$$
$$\delta_m = \frac{1}{\theta_k L_k \alpha_k}\delta_p,$$

unde δ reprezintă deplasările.

În funcție de condițiile de spațiu, utilaj și aparatură, este recomandabil pe baza acestor relații un domeniu al scărilor geometrice $\frac{1}{L_k} = \frac{1}{500} \dots \frac{1}{100}$. Măsurătorile se pot efectua corect în acest domeniu, pentru că intervalele de temperatură în care materialele se comportă normal se mențin.

Pentru confecționarea modelelor termice se pot folosi diferite materiale ca bronzul, alkatenul, mortarul de ciment ș.a. Metalele au avantajul că își păstrează caracteristicile la variații de temperatură și au deformabilitate termică mare. Perioadele de măsură corespunzătoare (cerute de relațiile de similitudine) sînt însă prea scurte pentru a putea înregistra fidel deformațiile. Materialele plastice au o serie de avantaje, dar au coeficientul Poisson mare, cerînd modelare cu distorsiune Poisson, și își schimbă caracteristicile cu temperatura. Pentru încercările curente se folosesc mortarele de ciment care au o comportare apropiată de a betonului în regim termic, cu condiția uscării materialului.

În cadrul experimentării se determină starea de deformație a modelului ș prin metodele cunoscute se calculează deformațiile și starea de eforturi din prototipi

5. Reproducerea variațiilor de temperatură

Reproducerea variațiilor periodice de temperatură este dificilă, datorită intervalului scurt de timp afectat (unda zilnică are între 0,3 și 8 secunde) și ecartului mare de temperatură impus de coeficientul de dilatare redus. Există două sisteme distincte de reproducere, preconizate de cele două laboratoare mari care se ocupă cu astfel de modele, *LNEC — Portugalia* [15] și *ISMES — Italia* [22].

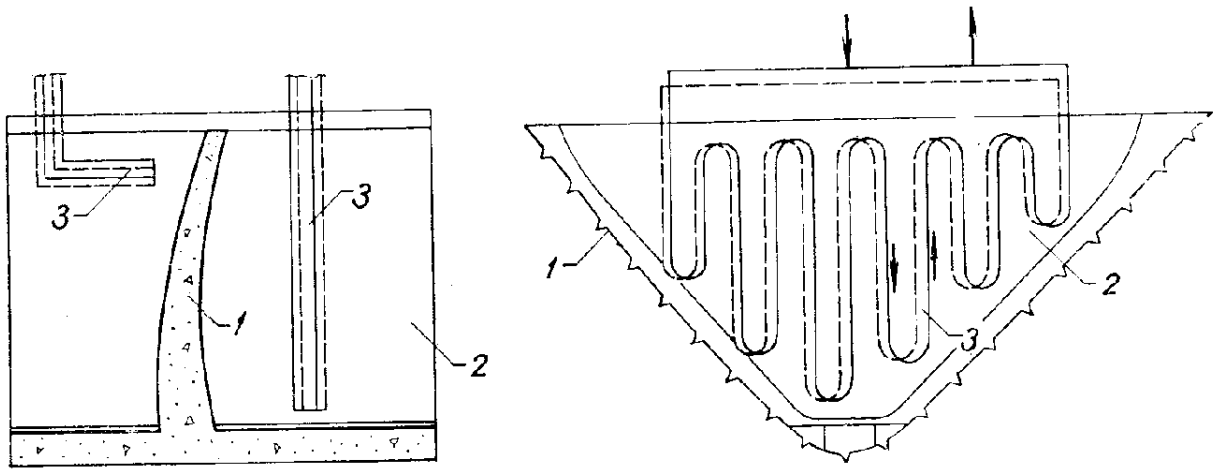


Fig. 19-27. Aplicarea variațiilor de temperatură la paramente:
1 — model; *2* — baie de ulei; *3* — serpentine pentru circulația apei.

La *LNEC* se utilizează modele mici, cufundate în baie de ulei de transformator. Temperatura este reglabilă pe zone prin circulație de apă la temperaturi convenabile în serpentine striate. Omogenizarea se asigură cu agitatoare speciale (fig. 19-27).

La *ISMES* se folosesc modele mari, utilizînd rezistențe electrice care încălzesc manșoane orizontale pozate pe fețele modelului, corespunzător zonării adoptate. Răcirea se face cu jeturi de aer.

În România, la *ISPH*, se folosesc sisteme similare cu cele de la *ISMES*.

56. Dispozitive de măsură

Temperaturile se măsoară cu termocuple (de cupru-constantan $\varnothing$ 0,2 mm) dispuse direct pe fețele modelului.

Deplasările se măsoară cu microcomparatoare (1 : 100 sau 1 : 1 000 mm), luîndu-se precauții speciale ca sistemul de sprijinire să nu fie influențat de temperatură.

Deformațiile se măsoară fie cu tensometre demontabile (pe modele mari), cu bază de 20 cm și sensibilitatea de 1 μ, fie cu traductori lipiți pe fața modelului. Problema corecțiilor termice, inerente folosirii traductorilor cu fir, se rezolvă prin comparare cu un traductor martor.

§ 11. ÎNCERCĂRI GEOMECANICE

57. Generalități

În ultima vreme se întîlnesc tot mai des amplasamente de baraje cu terenuri de fundație mai puțin favorabile. Neomogenitățile, anizotropiile și discontinuitățile terenului complică condițiile de contur, astfel încît metodele analitice nu pot furniza

soluții exacte. Terenul de fundație fiind un element hotărîtor al ansamblului baraj-teren, se recurge la modelarea geomecanică, care permite obținerea de informații suplimentare privind comportarea structurii în faza de umplere a lacului, de exploatare și la rupere.

O încercare structurală urmărește numai comportarea construcției (baraj, centrală etc.), terenul de fundație fiind modelat numai prin respectarea rapoartelor modulilor de elasticitate ai terenului și construcției. La o încercare geomecanică se asigură modelarea cu detalii fizico-mecanice ale structurii și ale fundației de aceeași pondere. Se respectă în acest caz condițiile locale de deformabilitate și rezistență ale rocii.

58. Reproducerea caracteristicilor rocilor

Din punctul de vedere al caracteristicilor fizico-mecanice terenul de fundație are o structură complexă care nu poate fi întotdeauna simplificată ca în cazul modelelor structurale. De cele mai multe ori roca este un complex de blocuri neomogene, separate prin diferite tipuri de discontinuități: microfisuri, stratificări și șistuozități, fisuri, falii etc.

Discontinuitățile și anizotropiile se clasifică și se iau în considerație după importanța lor în comportarea globală a masivului stîncos. Se limitează în acest fel detaliile care se reproduc pe modelul geomecanic la cele care pot fi realizate practic din punctul de vedere al volumului de manoperă și al preciziei. Se aleg astfel:

— direcția și înclinarea straturilor, grosimea pachetelor reprezentative;
— faliile sau discontinuitățile importante;
— sistemele de fisuri și alternanțele, care schimbă sensibil proprietățile rocii;
— caracteristicile fizico-mecanice ale zonelor alese ca reprezentative.

Asemenea selectări reprezintă de fapt simplificări, care pretind discernămînt și experiență din partea cercetătorului, geologului și proiectantului lucrării.

59. Caracteristici de deformabilitate și rezistență

Pentru proiectarea unei încercări pe model geomecanic este necesar să se cunoască pe lîngă caracteristicile lucrării și caracteristicile geotehnice ale terenului de fundație. Acestea se reprezintă prin diagramele deformație-încărcare (curba instantanee), deformație-timp (curba de fluaj) și încărcare-timp (curba de relaxare).

Relația de bază în urmărirea comportării rocilor este cea de deformație-încărcare (fig. 19-28). Procesul de deformare a rocii implică apariția simultană a deformațiilor elastice, plastice și a unor tasări și lunecări. Coeficienții care caracterizează deformația sînt:

— modulul de deformabilitate (modul secant), E_d din figura 19-28, care ține seama de deformația remanentă;
— modulul de elasticitate (panta curbei deformației elastice), E_e din figura 19-28.

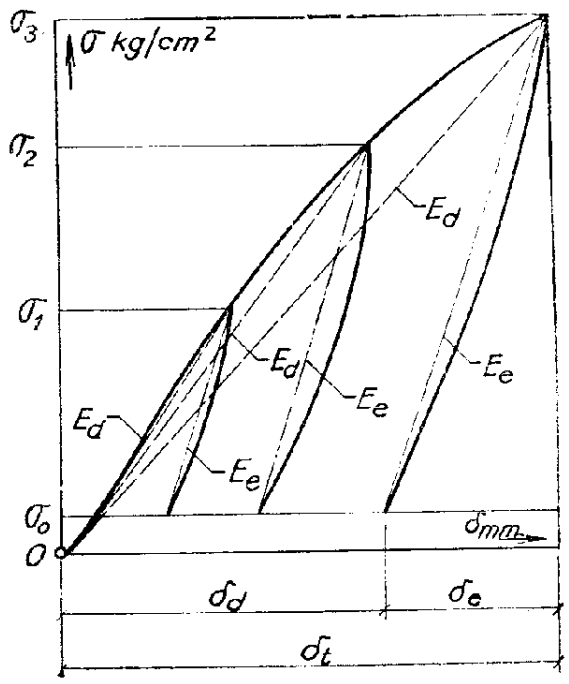


Fig. 19-28. Curba deformație — încărcare în cazul rocilor:

δ_t — deformație totală; δ_d — deformație remanentă; δ_e — deformație elastică; E_d — modul de deformabilitate; E_e — modul de elasticitate.

În cazul anizotropiei generale aceşti coeficienți variază pe trei direcții, însă în mod obișnuit sînt numai două direcții preferențiale — în lungul straturilor și normal pe straturi. Coeficienții care exprimă anizotropia sînt strîns legați de alterare, fisurare, planuri de separare ca și de stadiul de încărcare.

Condițiile de rezistență privesc comportarea la rupere a rocilor, ținînd seama de asemenea de anizotropie, necmogenități și discontinuități. Se determină rezistența la compresiune și rezistența la forfecare. Pentru aprecierea rezistenței la forfecare se utilizează relația lui *Coulomb*:

$$\tau_{cr} = c + \sigma_{cr} \operatorname{tg} \varphi \tag{63}$$

în care:

σ_{cr} — efortul normal pe planul de alunecare;
τ_{cr} — efortul tangențial în planul de alunecare;
c — coeziunea;
φ — unghiul de frecare internă.

60. Condiții de similitudine pentru modele geomecanice

Condițiile generale de similitudine, stabilite pentru încercările structurale, rămîn valabile cu următoarele observații:

— Rapoartele între modulii de elasticitate ai părților componente se respectă, ținînd seama și de condițiile de anizotropie; coeficienții Poisson pentru direcțiile respective trebuie să fie identici.

— Unghiurile de frecare internă trebuie să fie egale pe model și pe prototip.

— Coeziunea, avînd dimensiunile unui efort, se reproduce la scara eforturilor.

— Comportarea fundației (stabilitate, rezistență, frecare) depinzînd de presiunea normală, impune reproducerea la scară a efectului greutății proprii, atît a barajului cît și a terenului de fundație.

— În cercetarea ansamblului se ține seama și de comportarea reologică a materialelor.

Obiectul principal al unei încercări geomecanice fiind cercetarea comportării ansamblului baraj-teren de fundație, este necesar ca modelul să reproducă mecanic și morfologic zona de teren aferentă, care se interacționează efectiv cu barajul. Practic se modelează în adîncime și lateral față de barajul model o zonă egală cu de 3 ... 10 ori grosimea maximă a barajului, sau de 2 ori înălțimea sa. Pe această zonă se respectă toate detaliile superficiale și de profunzime.

61. Materiale pentru modele geomecanice

Dificultatea principală în realizarea unor materiale pentru încercări geomecanice constă în corelarea greutății volumetrice mari cu o deformabilitate sporită. Spre exemplu la $\gamma = 4{,}7$ t/m^3, maxim realizabil cu materialele existente, și la scări geometrice 1/150 ... 1/300, este necesară realizarea de moduli de elasticitate pe model de 25 ... 125 ori mai reduși decît în natură.

De obicei pentru reproducerea rocilor sănătoase (dure și mijlocii) se folosesc materiale analoage celor din cazul modelelor structurale. Pentru roci degradate se folosesc mortare de ipsos sau ciment cu inert de barită, litargă, deșeuri metalice etc., care permit reproducerea greutății proprii.

Faliile și discontinuitățile, cu caracteristici specifice (c, φ), se modelează intercalînd materiale speciale ca lac de vinilin, nisip cu parafină etc.

62. Confecționarea modelelor

După alegerea materialelor conform relațiilor de similitudine, modelul barajului se confecționează separat, reproducînd greutatea proprie prin procedeele cunoscute de la modelele structurale (tije, materiale grele etc.).

Fundația se execută în straturi, modelînd discontinuitățile semnalate în natură. Pentru reducerea modulului de elasticitate sub cel al materialului de modelare compact (pînă la circa 3 ... 5 ori), ca și pentru crearea de anizotropii și fisurări pe direcții ortogonale, se utilizează sistemul zidăriei uscate sau cu liant. Se folosesc cuburi sau cărămizi executate din materialul de modelare, confecționate cît mai exact (păsuite, uscate și izolate). Interspațiile se umplu cu materiale care să modeleze zonele slabe sau cu coeziune nulă, precum și diverse unghiuri de frecare internă.

În figura 19-29 este prezentată spre exemplificare o secțiune prin fundația modelului barajului *Pertusillo*, realizată după aceste principii, ca și tasările în fundație la realizarea modelului [23].

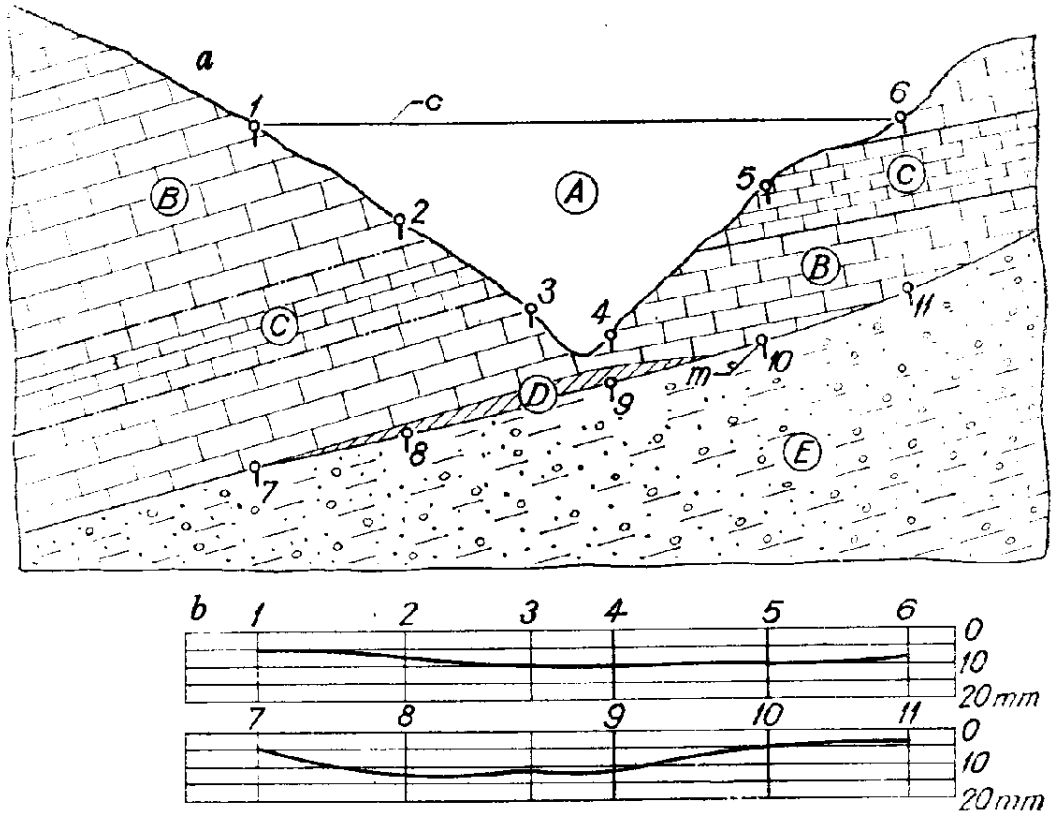


Fig. 19-29. Modelul geomecanic al barajului Pertusillo:
a — secţiuni prin fundaţie; *A* — beton; *B* — gresie moale şi argilă; *C* — gresie; *D* — conglomerat; *E* —amestec de argilă şi nisip; *c* — coronament; *m* — microcomparator; *b* — tasări înregistrate în timpul execuţiei modelului.

De remarcat că modelele geomecanice sînt costisitoare şi că volumul de manoperă necesar realizării unui astfel de model este de pînă la 3 ori mai mare decît cel pentru un model structural obişnuit.

§ 12. ÎNCERCĂRI LA RUPERE ŞI COEFICIENŢI DE SIGURANŢĂ

63. Generalităţi

Capacitatea de rezistenţă a unui baraj constituie problema principală pentru inginerul proiectant, întrucît ea exprimă siguranţa în exploatare şi rezervele de rezistenţă ale structurii, în caz de suprasolicitări neprevăzute.

Evaluarea prin calcul a siguranţei barajelor şi în special a celor arcuite, este convenţională şi limitată, neexistînd posibilitatea analitică de a urmări comportarea prototipului pînă la rupere. Aceasta cu atît mai mult cu cît fundaţia — element determinant al siguranţei globale — prezintă caracteristici foarte diverse, care nu pot fi introduse în calcule decît prin ipoteze simplificatoare.

Ţinînd seama de complexitatea fenomenelor ce intervin în comportarea barajelor arcuite, determinarea siguranţei lor se face numai cu ajutorul modelelor.

64. Coeficientul de siguranță al unui baraj arcuit

Definirea cea mai apropiată de fenomen a coeficientului de siguranță o dau cercetătorii portughezi [16]. După ei *coeficientul de siguranță real* al unui baraj arcuit este dat de raportul dintre rezistența la compresiune a betonului din baraj și rezistența la compresiune a unui beton special, din care executîndu-se același baraj s-ar rupe sub sarcina maximă de calcul.

Dacă se analizează comportarea barajului în fazele premergătoare ruperii, trebuie ținut seama că betonul nu are proprietăți elastice pînă la rupere. În același timp în baraj apar eforturi de întindere care duc la apariția fisurilor. Cele două fenomene determină o redistribuire a eforturilor unitare și deci o adaptare a structurii. Rezultă că noțiunea de coeficient de siguranță trebuie completată cu un *coeficient de adaptare*, definit prin raportul între efortul unitar maxim de compresiune care se produce în baraj sub sarcinile maxime ce preced ruperea și efortul de compresiune înregistrat la ruperea prototipului.

65. Materiale de modelare

La încercarea de rupere se respectă în genere condițiile de similitudine impuse la modelarea în domeniul elastic, cu cîteva completări.

Principalul element în această încercare este materialul. El trebuie să respecte similitudinea diagramelor efort-deformație la întindere și la compresiune pînă la rupere, cu diagramele omoloage ale betonului din baraj. Materialul fundației trebuie să respecte similitudinea numai pentru eforturi de compresiune. De aici rezultă că grupul materialelor de modelare este limitat la mortarele pe bază de ciment sau de ipsos (materiale casante).

Din figura 19-30 se observă că materialele pe bază de ipsos cu diatomit, de diferite compoziții, au diagrame asemenea cu diagramele betonului prototipului

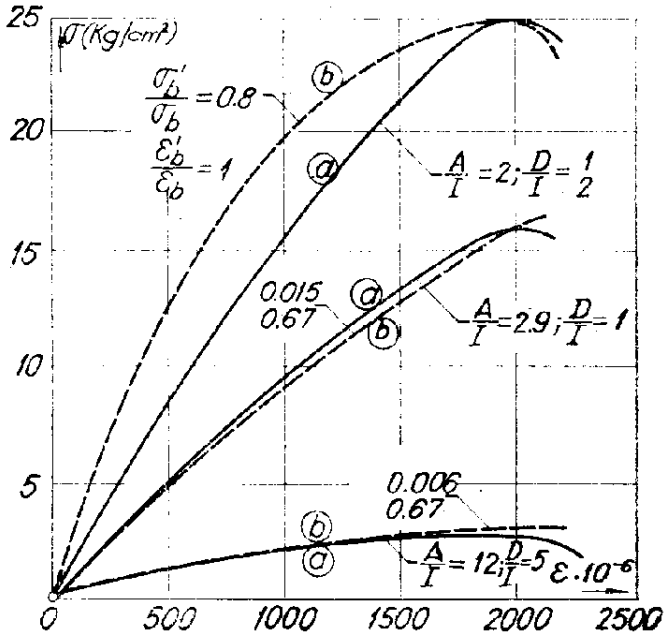


Fig. 19-30. Afinitatea diagramelor caracteristice ale betonului și amestecurilor de ipsos cu diatomit:

a — amestec; *b* — beton; σ'_b/σ_b — scara eforturilor pentru beton; $\varepsilon'_b/\varepsilon_b$ — scara deformațiilor pentru beton; *A/I* — raportul apă/ipsos; *D/I* — raportul diatomit/ipsos.

(transformate la scară) și că ele modelează corespunzător pînă la rupere un beton de calitate bună.

În ceea ce privește aplicarea sarcinilor, una din condițiile de similitudine este modelarea fidelă a tuturor forțelor din natură, respectînd raporturile dintre ele.

66. Metode de încercare la rupere

În tehnica curentă a modelării comportării barajelor există trei metode de încercare la rupere:

— Metoda creșterii proporționale a intensității forțelor care modelează greutatea proprie și presiunea hidrostatică, simultan aplicate pe model.

— Metoda creșterii intensității forțelor care modelează presiunea hidrostatică, păstrînd constantă valoarea greutății proprii.

— Metoda combinată prin care se măresc proporțional toate forțele la început (ceea ce corespunde situației de exploatare a construcției) și apoi numai cele active, respectiv presiunea hidrostatică.

Fiecare dintre metode poate fi justificată ținînd seama de legile similitudinii și de scopul încercării (siguranța barajului, siguranța ansamblului etc.). Există chiar încercări în care se modifică și condițiile de contur în timpul experimentării.

În prezent există școli-laboratoare în care se aplică una sau alta din metodele enumerate [14], [16]. Fiecare din ele furnizează un criteriu de comparație și evaluare a siguranței barajului studiat. Spre exemplu, metoda creșterii numai a presiunii hidrostatice arată de cîte ori poate fi mărită aceasta, păstrînd neschimbată geometria barajului, cu alte cuvinte arată care sînt posibilitățile de rezistență ale unei structuri cu dimensiuni date.

67. Desfășurarea încercărilor

Aplicarea solicitărilor se face ca la încercările în stadiu elastic. Presiunea hidrostatică se reproduce cu prese mecanice sau hidraulice, iar greutatea proprie cu resoarte și tije. Creșterea intensității forțelor se face treptat, păstrînd rapoartele stabilite la adoptarea metodei de încercare.

Creșterea presiunii hidrostatice, realizată cu ajutorul preselor, se produce progresiv pe toată înălțimea modelului, cu o viteză optimă stabilită prin încercările preliminare.

Cînd cresc simultan forțele presiunii hidrostatice și ale greutății proprii apar multe inconveniente legate de sistemele de încărcare paralele, cu multe complicații practice. O metodă interesantă aplicată la *LNEC — Portugalia* [16] constă în compunerea presiunii hidrostatice și a greutății proprii, aferente unui volum limitat al modelului. Forța rezultantă se aplică astfel cu o singură presă, al cărui ax trece prin centrul de greutate al volumului respectiv (fig. 19-31).

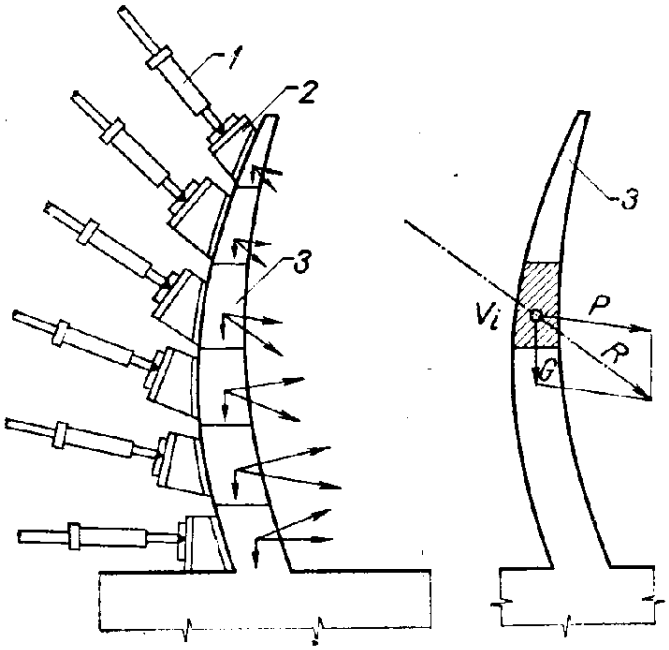


Fig. 19-31. Aplicarea concomitentă a sarcinilor din greutatea proprie și presiunea hidrostatică:
1 — presă hidraulică; *2* — cutie de presiune; *3* — model.

Oricare ar fi metoda de încercare și modul de aplicare a solicitărilor, experimentarea cuprinde următoarele etape:

— realizarea încercării elastice;

— creșterea treptată a sarcinilor, cu viteza stabilită, după un grafic program; la anumite intervale se înregistrează starea de deformație și deplasările;

— urmărirea și înregistrarea etapelor principale ale procesului de rupere: apariția primei fisuri, ruperea elementelor barajului și cedarea fundației, prăbușirea.

Momentele importante și datele caracteristice corespunzătoare se înregistrează în fișe și se prelucrează pentru calculul coeficienților de siguranță.

68. Determinarea coeficienților de siguranță

În baza definirii coeficienților de siguranță și de adaptare [16], calculul lor se face cu relațiile:

— coeficientul de siguranță $c_s = \frac{\sigma_R}{\sigma_N^r}$; (64)

— coeficientul de adaptare $C_a = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_N^r}$, (65)

în care:

σ_R — rezistența la compresiune a betonului din prototip;
σ_N^r — efortul de compresiune în momentul ruperii prototipului, determinat prin ruperea modelului;
σ_{max} — efortul unitar maxim de compresiune care se produce în prototip.

Din condițiile de similitudine, scara eforturilor este:

$$\sigma_k = L_k g_k \tag{66}$$

și deci rezultă:

$$c_s = \frac{\sigma_R}{\sigma_N^r} = \frac{1}{L_k g_k} \frac{\sigma_R}{\sigma_m^r}, \tag{67}$$

unde:

σ_m^r — efortul de compresiune înregistrat la ruperea modelului;
L_k — scara geometrică;
g_k — scara accelerației gravitaționale.

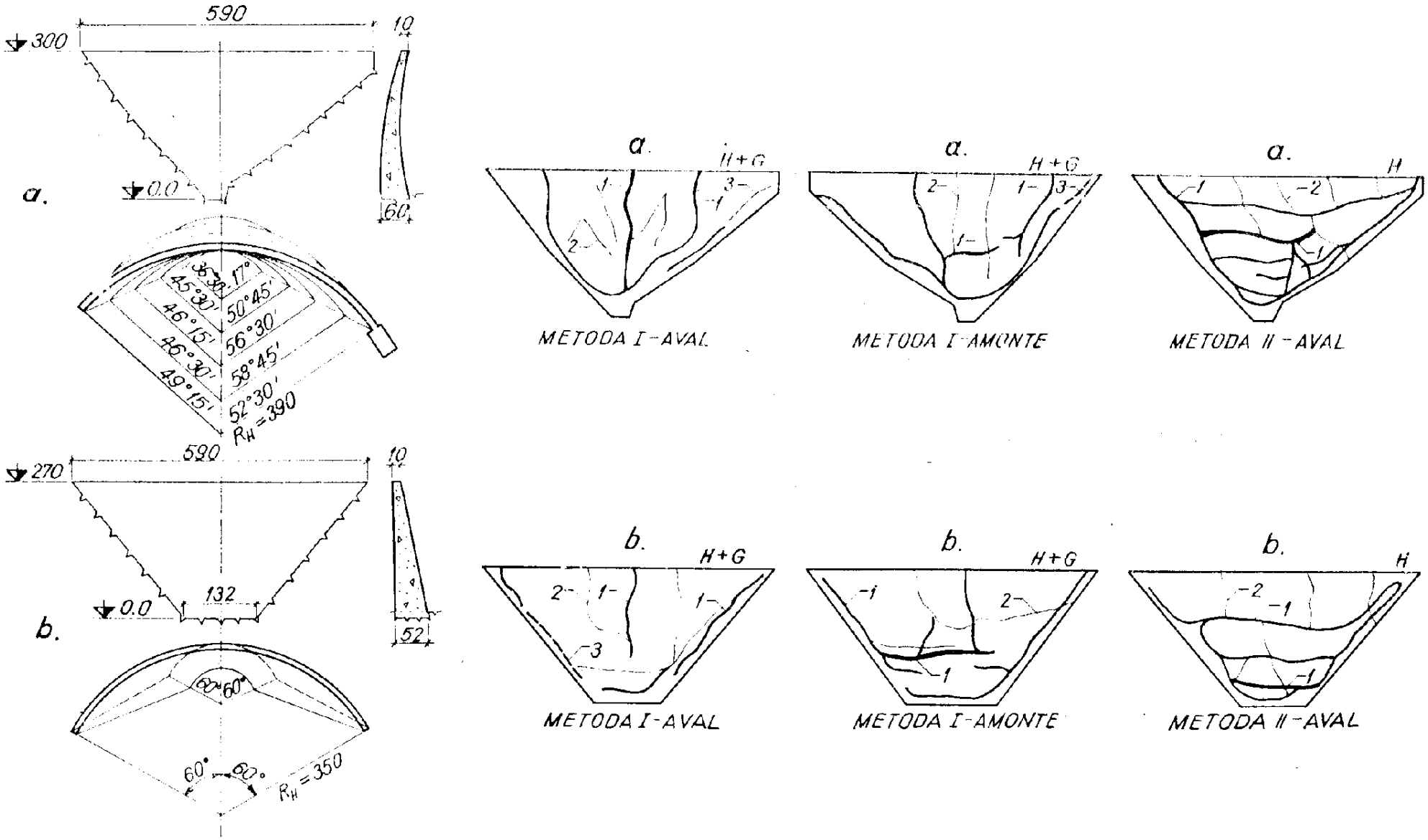


Fig. 19-32. Aspectul ruperii înregistrate pe modele de baraje arcuite:

a — cu dublă curbură; *b* — cu trasaj cilindric; *1* — linii de rupere prin compresiune; *2* — linii de desprindere; *3* — fisuri; *I* — creşterea simultană a sarcinilor din presiunea hidrostatică şi greutatea proprie; *II* — creşterea sarcinilor din presiunea hidrostatică.

Pe baza aceleiași relații (66) se determină:

$$C_a = \frac{\sigma_{max}}{\sigma'_N} = \frac{1}{L_k g_k} \frac{\sigma_{max}}{\sigma'_m}. \tag{68}$$

În ceea ce privește aspectul ruperii și modul de cedare al unui baraj, acestea diferă funcție de metoda de încercare folosită. În U.R.S.S. [24] s-a făcut un studiu comparativ al celor două metode principale de realizare a ruperii:

— cu creșterea concomitentă a presiunii hidrostatice și a greutății proprii *(metoda I)*,

— numai cu creșterea presiunii hidrostatice *(metoda II)*.

Din rezultatele prezentate în figura 19-32 pentru două baraje diferite, se constată că:

— *în cazul metodei I*, prima fisură apare în aval în zona tensionată a consolelor; ruperea barajului se produce prin cedarea la compresiune la cheia arcelor; în același timp apare o forfecare după linia fundației;

— *în cazul metodei II* se produce fisurarea consolelor, iar în zona inferioară aval apar fisuri caracteristice după arce oblice; ruperea definitivă are loc tot prin cedarea arcelor la compresiune.

Coeficienții de siguranță care se obțin prin metoda I sînt de circa 10 ... 12, iar cei care se obțin prin metoda a II-a sînt de circa 6 ... 8. Diferența se explică prin efectul stabilizator al greutății proprii asupra distribuției eforturilor în console.

În figura 19-33, *a* sînt prezentate liniile de rupere ale barajului *Bouça*, încercat prin metoda sarcinilor aplicate concomitent cu prese exterioare, iar în figura 19-33,*b*

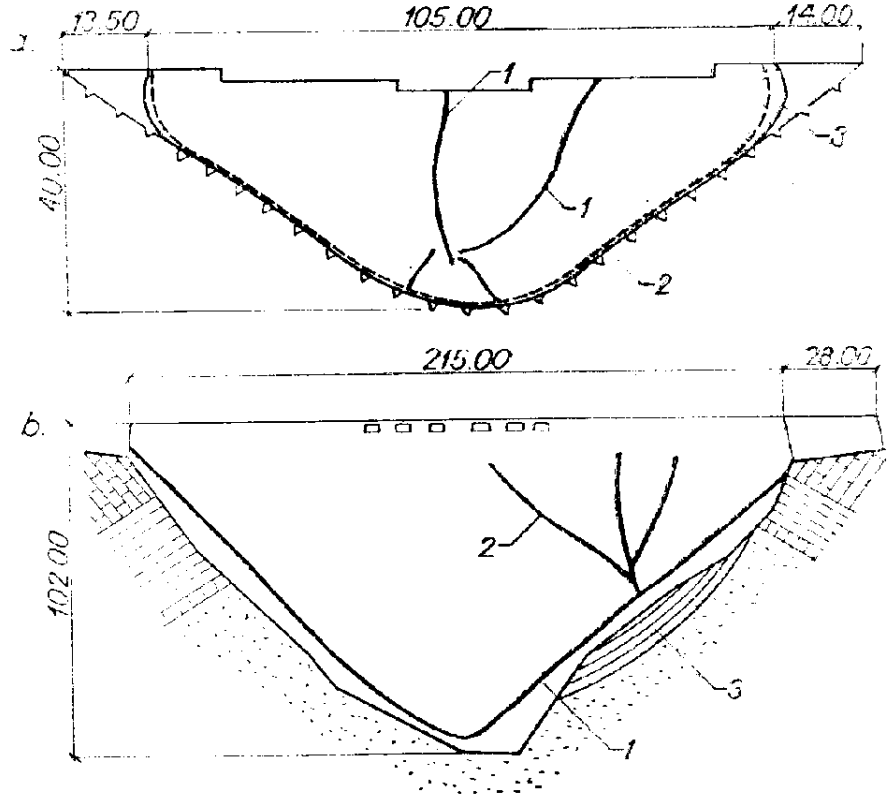


Fig. 19-33. Linii de rupere:

a — la barajul Bouça; *1* — rupere prin compresiune; *2* — rupere la naşterea arcelor; *3* — rost perimetral; *b* — la barajul Tang-e-Soleyman; *1* — rupere la naşterea arcelor; *2* — fisuri deschise; *3* — zonă de strivire.

aspectul ruperii pe un model geomecanic al barajului *Tang-e-Soleyman*. În ultimul caz se observă că liniilor caracteristice de rupere li se asociază zone de strivire a fundației.

§ 13. FOTOELASTICITATE

69. Generalități

Fotoelasticitatea este o ramură a elasticității experimentale care permite studiul stării de efort în interiorul corpurilor pe baza fenomenului optic al birefringenței accidentale, adică a dependenței caracteristicilor optice de starea interioară de efort.

Fenomenul a fost descoperit și cercetat de *Seebek* și *Brewster* în 1813, iar introducerea metodei, bazată pe activitatea optică a materialelor, s-a făcut de *Mesnager* la începutul secolului XX. În prezent fotoelasticitatea este metoda cea mai indicată pentru studiul stării de efort în problemele complexe bidimensionale, permițînd și investigarea comportării structurilor tridimensionale (masive).

70. Elemente de optică ondulatorie

În fotoelasticitate sînt folosite fenomenele de polarizare și interferență ale luminii, studiate prin teoria ondulatorie.

Vibrațiile luminoase se transmit dintr-o sursă punctiformă O într-un mediu transparent, optic izotrop, în toate direcțiile, cu o viteză uniformă v. Fenomenul poate fi caracterizat schematic ca în figura 19-34, unde: suprafața de undă sferică S este locul geometric al punctelor în care ajung, după un timp oarecare τ, toate vibrațiile luminoase pornite simultan din sursa O; planul P este planul de undă, tangent într-un punct oarecare M la suprafața de undă sferică; OR este raza luminoasă. Cînd sursa se găsește la infinit suprafața de undă se asimilează cu planul de undă.

Cînd vectorul luminos variază într-un singur plan, perpendicular pe planul de undă, numit plan de polarizare, se obține lumina polarizată plan.

Din punct de vedere optic, materialele se deosebesc prin viteza de propagare a luminii v, care se poate exprima prin indicele de refracție absolut n:

$$n = \frac{c}{v} \tag{69}$$

unde:

c — viteza de propagare a oscilațiilor luminoase în vid;

v — viteza de propagare a oscilațiilor luminoase în mediul considerat.

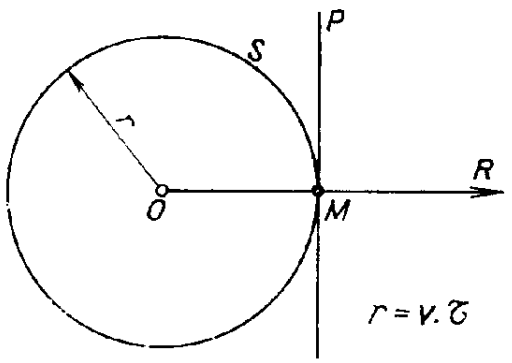


Fig. 19-34. Propagarea vibrațiilor luminoase.

Legat de aceasta, o undă care se propagă într-un mediu cu indice de refracție n_1 și viteză v_1, trecînd printr-un al doilea mediu de grosime e, caracterizat de indicele de refracție n_2 și viteză $v_2 < v_1$, va suferi o întîrziere față de unda care se propagă numai în primul mediu de:

$$\tau = \tau_2 - \tau_1 = \frac{e}{v_2} - \frac{e}{v_1} = e\,\frac{n_2 - n_1}{c}. \tag{70}$$

Diferența de drum corespunzătoare va fi:

$$\delta = c\tau = e(n_2 - n_1). \tag{71}$$

Într-un mediu optic anizotrop viteza de propagare a luminii variază cu direcția. În acest caz suprafețele de undă nu mai sînt sferice. La corpurile omogene anizotrope suprafața de undă este elipsoidală.

Fenomenele de interferență sînt esențiale pentru obținerea și interpretarea rezultatelor fotoelastice. Interferența este o compunere a vibrațiilor luminoase transversale plane, cînd lumina este monocromatică (are aceeași lungime de undă λ) și polarizată (în același plan). În fotoelasticitate se folosește în special lumina monocromatică furnizată de lămpi cu vapori de radiu sau mercur.

Dacă se consideră cele două vibrații luminoase polarizate în același plan care trec prin medii diferite ele se compun ca doi vectori paraleli. Cele două vibrații sînt caracterizate de diferența de drum δ și deci de diferența de fază:

$$\varphi = 2\pi\,\frac{\delta}{\lambda} \tag{72}$$

unde λ este lungimea de undă a celor două vibrații.

Cînd vibrațiile sînt în opoziție de fază, deci $\varphi = (2k + 1)\,\pi$, sau corespunzător $\delta = (2k + 1)\,\frac{\lambda}{2}$, amplitudinile și elongațiile se scad și apare un minim de intensitate luminoasă. Dacă și amplitudinile celor două vibrații sînt egale, atunci prin compunere ele se anulează reciproc. Apare atunci o întunecare numită *extincție*. Liniile întunecate se mai numesc *franjuri de interferență*.

Franjurile de interferență alternează cu franjurile luminoase corespunzătoare zonelor în care vibrațiile sînt în concordanță de fază, $\varphi = 2k\,\pi$, ceea ce revine la $\delta = 2k\,\frac{\lambda}{2} = k\lambda$.

Zonele luminoase sau petele întunecate mai pot apare și din modul de orientare a unor polarizoare așezate succesiv în drumul razei luminoase. Dacă în drumul unei raze polarizate de un polarizor P_1 (de tip nicol) se plasează un al doilea polarizor P_2, avînd planul paralel cu primul (fig. 19-35), vibrațiile luminii polarizate de P_1 trec neschimbate prin P_2, dacă axele optice v ale planurilor de vibrații ale celor două polarizoare sînt paralele, sau vibrațiile sînt stinse, dacă axele optice sînt perpendiculare. Cel de-al doilea polarizor este numit în mod curent *analizor*.

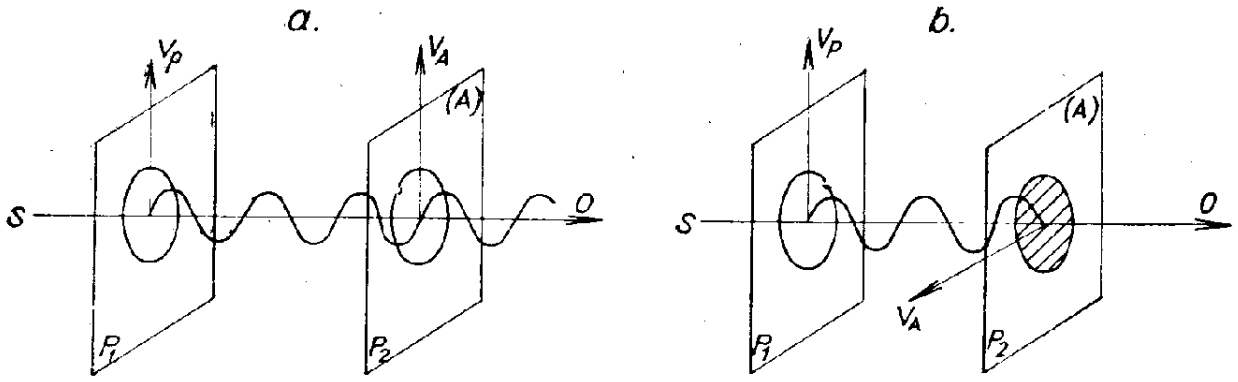


Fig. 19-35. Trecerea razei luminoase prin două polarizoare succesive:
a — cu axe optice paralele; *b* — cu axe optice perpendiculare.

71. Birefringența

La unele corpuri din natură (de exemplu cristalele) anizotropia optică se manifestă prin fenomenul de birefringență (dublă refracție). El constă în faptul că undele luminoase pornite dintr-o sursă punctiformă O (fig. 19-36) se transmit prin ele sub o formă dublă — o suprafață de undă sferică S și una elipsoidală S', respectiv două direcții ale razelor R și R', cu planurile de undă corespunzătoare P și P' paralele.

Razele de lumină care străbat un corp cu proprietăți birefringente se dublează într-o rază ordinară R_0 și una extraordinară R_1. Planurile de undă P și P' se decalează cu diferența de drum δ, analog cazului cînd unda ar întîlni un mediu de grosime e, cu alt indice de refracție.

Vibrațiile transversale ale luminii naturale (vibrații existente în toate planurile care trec prin direcția razei luminoase) sînt descompuse în mediile birefringente

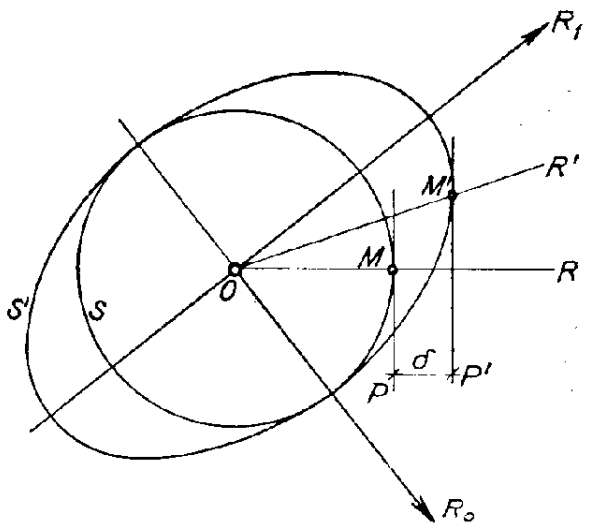


Fig. 19-36. Elementele fenomenului de birefringență.

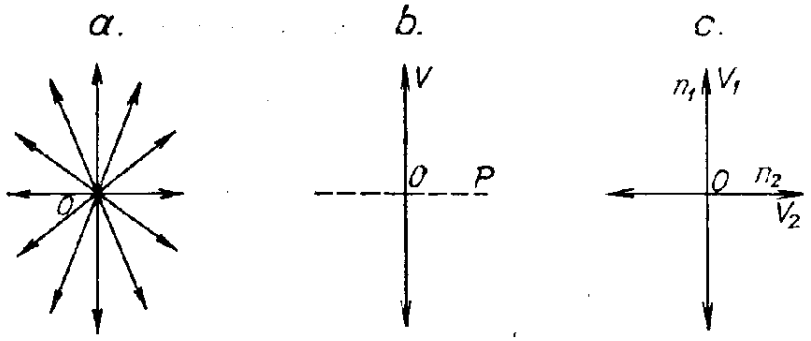


Fig. 19-37. Transmiterea vibrațiilor luminoase:
a — lumină naturală; *b* — lumină polarizată; *c* — lumină polarizată prin birefringență.

în două vibrații plane polarizate rectilinii. Ele se produc în planuri perpendiculare, corespunzătoare razei ordinare și celei extraordinare (direcțiile razelor se mai numesc și *direcțiile privilegiate ale lamei*).

În figura 19-37 se ilustrează transmiterea obișnuită a luminii naturale — *a*, transmiterea luminii polarizate — *b* (cu vibrații transversale în planul de vibrații perpendicular pe planul de polarizare *P*) și polarizarea la trecerea prin lama birefringentă — *c*.

72. Birefringența accidentală]

Fotoelasticitatea se bazează pe proprietățile de birefringență pe care le capătă unele materiale, inițial izotrope, atunci cînd sînt solicitate — fenomen denumit *birefringență accidentală*.

Legile de bază ale birefringenței accidentale, care leagă starea de eforturi de fenomenele optice, sînt următoarele:

— *Legea calitativă.* Într-un punct al unui element solicitat axele principale de birefringență accidentală coincid cu direcțiile principale ale stării de efort interioare din acel punct (fig. 19-38).

— *Legea cantitativă.* Dacă n_1 și n_2 sînt indicii de refracție corespunzători direcțiilor principale de birefringență, iar σ_1 și σ_2 eforturile principale ale stării de efort, între aceștia există relația:

$$n_1 - n_2 = c(\sigma_1 - \sigma_2), \tag{73}$$

unde c este constanta fotoelastică.

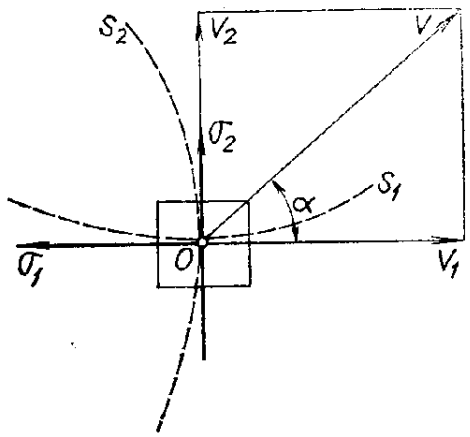


Fig. 19-38. Ilustrarea legii calitative a birefringenței accidentale:
S_1, S_2 — izostatice; v — vibrație plană a luminii polarizate; v_1, v_2 — componentele vibrației.

73. Interpretarea spectrelor fotoelastice

Razele luminoase care trec prin modelul confecționat din material birefringent accidental impresionează hîrtia fotografică, înregistrînd o alternare de zone luminoase și pete întunecate, denumită *spectru fotoelastic*. Analiza lui pe baza legilor birefringenței permite aprecierea stării de efort din model.

Lama birefringentă care constituie modelul de studiat se introduce între polarizor și analizor, care se găsesc în poziție încrucișată, adică cu axele optice de polarizare perpendiculare între ele. Dacă unul din eforturile principale coincide cu unul din planurile de polarizare ale polarizorului sau analizorului, iau naștere linii de extincție denumite *izocline*. Ele sînt de fapt locurile geometrice ale punctelor în care eforturile principale au o înclinare constantă, a cărei valoare se măsoară între direcția planurilor de polarizare ale polarizorilor. Prin rotirea polarizorilor în poziție încrucișată, ei vor deveni pe rînd paraleli cu eforturile principale din diferite puncte, apărînd noi izocline.

Extincția mai apare și atunci cînd diferența de drum între razele apărute în urma dublării prin birefringență reprezintă un număr întreg de lungimi de undă ($\delta = k\lambda$). Condiția este inversă decît cea din cazul interferenței clasice, dat fiind că fenomenul este observat prin analizorul încrucișat. Ținînd seama de legea cantitativă a birefringenței accidentale, condiția se mai scrie:

$$\delta = k\lambda = e(n_1 - n_2) = ec(\sigma_1 - \sigma_2), \tag{74}$$

adică diferența de drum este proporțională cu diferența eforturilor principale. Rezultă că pentru calculul diferenței $\sigma_1 - \sigma_2$ este necesar să se determine diferența de drum δ, introdusă de model în momentul cînd se realizează extincția prin interferență. Franjurile de interferență (linii de extincție) poartă numele de *izocromatice* și reprezintă de fapt locurile geometrice ale punctelor pentru care diferența eforturilor principale este constantă:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{k\lambda}{ec} = k\sigma_0. \tag{75}$$

În acest caz întunecarea nu este completă, ci corespunde unei culori rezultate din lumina albă, prin suprimarea culorilor componente a căror lungime de undă nu satisface condiția de extincție. Prin rotirea polarizorilor în poziția încrucișată izocromaticele rămîn constante.

Etalonînd piesa (determinînd constanta σ_0) și pornind de la o izocromatică cunoscută, se pot determina valorile $\sigma_1 - \sigma_2$ pentru toate celelalte valori ale lui k. În spectrul fotoelastic mai pot apărea puncte întunecate izolate în care $\sigma_1 - \sigma_2 = 0$. Ele poartă numele de *puncte singulare* și au de asemenea o poziție fixă.

În figura 19-39 sînt prezentate izocromaticele obținute în cîmpul de eforturi schematizat pentru diverse variante ale cavernei centralei subterane de la Argeș. Studiul a elucidat problema concentrărilor de eforturi care apar pe conturul excavației subterane. Caverna a fost materializată la scară, ca un orificiu practicat într-o placă practic infinită și încărcarea s-a aplicat omogen biaxial, reprezentînd cîmpul de eforturi preexistent (vertical și orizontal) [25]. Coeficienții de concentrare, reprezentați de raportul dintre tensiunea de pe conturul excavat și tensiunea maximă existentă înainte de excavare, sînt prezentați în figura 19-40.

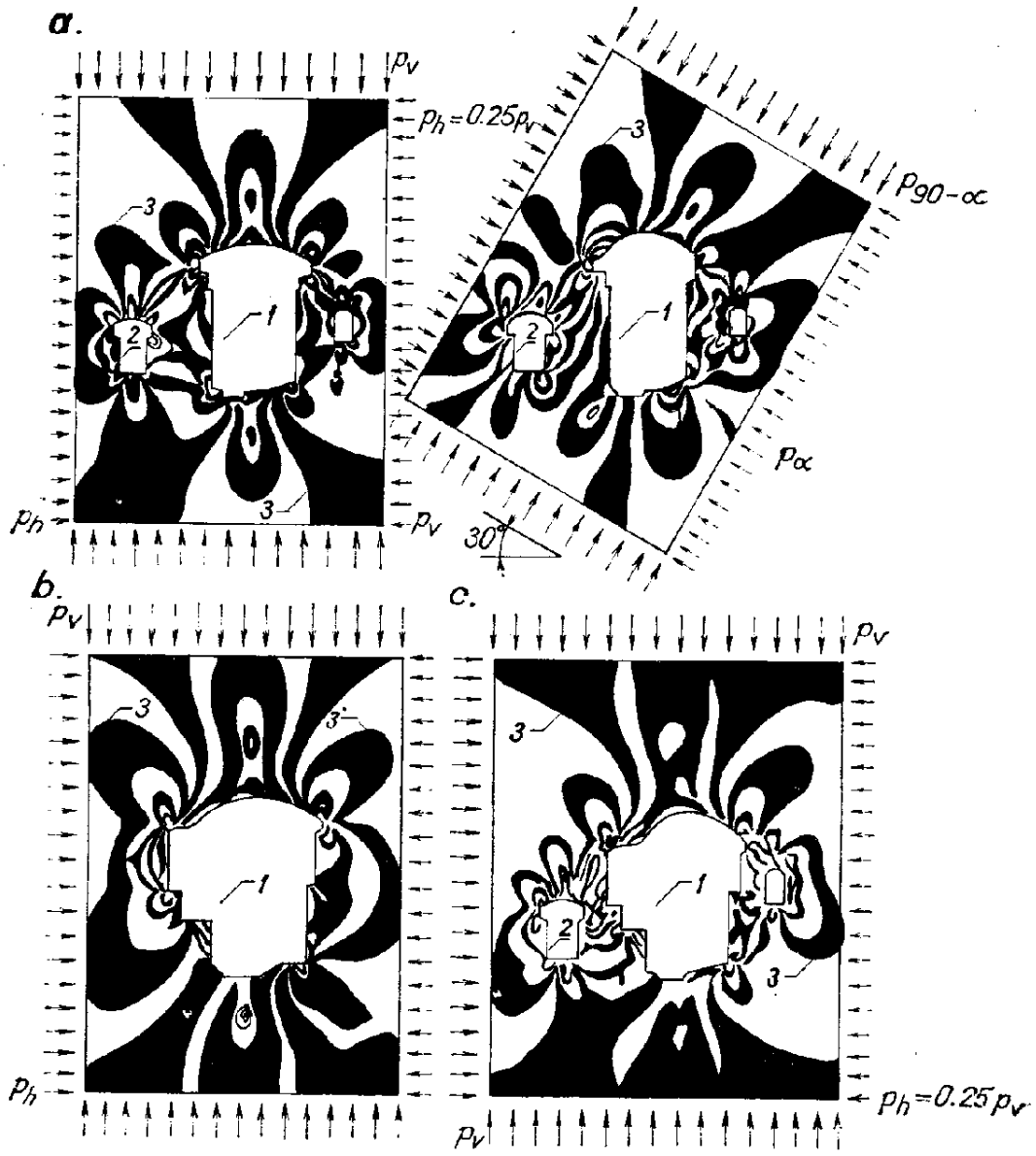


Fig. 19-39. Izocromatice obținute pe modelul fotoelastic al cavernei centralei subterane Argeș:

a — varianta cu caverne separate; *b* —varianta cu cavernă unică; *c* — varianta mixtă; *1* — caverna sălii mașinilor; *2* — caverna transformatoarelor; *3* — izocromatice.

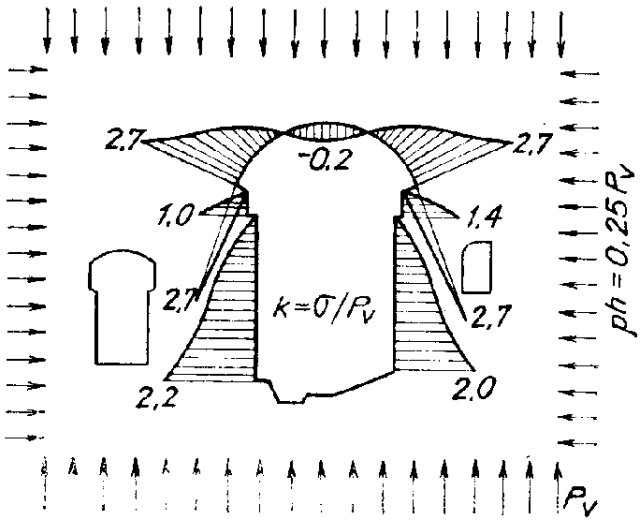


Fig. 19-40. Coeficienți de concentrare a eforturilor pe conturul cavernei subterane Argeș.

Izoclinele se separă folosind materiale puţin sensibile fotoelastic, la care izocromaticele lipsesc (exemplu plexiglasul).

Familiile de curbe şi puncte înregistrate prin fotografiere se prelucrează cu ajutorul unor metode grafice, permiţînd obţinerea curbelor izostatice şi diagramele de variaţie a eforturilor. Metodele obişnuite constau în:

— trasarea izostaticelor, prin asimilarea lor între două izocline cu arce de cerc;

— separarea eforturilor prin integrarea grafică a ecuaţiilor *Lamé — Maxwell* de-a lungul izostaticelor, sau măsurînd valoarea $\sigma_1 - \sigma_2$.

74. Condiţii de similitudine

În starea plană de efort ecuaţiile de echilibru şi ecuaţiile de compatibilitate sînt independente de constantele elastice ale materialelor E şi μ şi deci modelele plane, obişnuit folosite în fotoelasticitate, se pot executa din orice material. Condiţia este ca piesele să nu prezinte goluri (domenii simplu conexe) sau ca rezultanta forţelor care acţionează pe aceste goluri să fie nulă.

Cînd încercările se fac în limita elastică a materialului, notînd scara geometrică

$$\alpha = \frac{L_m}{L_p}, \tag{76}$$

şi adoptînd pentru grosimi o scară

$$\beta = \frac{t_m}{t_p} \tag{77}$$

care poate diferi de scara geometrică, fiind un model plan, şi pentru forţe o scară

$$\gamma = \frac{F_m}{F_p}, \tag{78}$$

rezultă scara eforturilor

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_m} = \frac{\alpha\beta}{\gamma}. \tag{79}$$

În cazul cînd modelul nu este simplu conex se introduc corecţii care depind de constantele elastice ale materialului, E şi μ. Studiile de fotoelasticitate se pot face cu mare precizie pe modele foarte mici indiferent de mărimea prototipului, aşa încît alegerea scării nu prezintă dificultăţi.

75. Materiale pentru modelarea fotoelastică

Materialele folosite în fotoelasticitate trebuie să prezinte proprietăţi specifice:

— transparenţă, omogenitate, elasticitate;

— sensibilitate optică ridicată şi izotropie optică iniţială;

— uşurinţă de prelucrare fără a da tensiuni iniţiale;

— independenţa proprietăţilor lor de vîrstă şi de temperatură.

Materialele curent utilizate sînt:

— Sticla (primul material folosit), care se recomandă în general pentru studii de mare precizie. Este izotropă și transparentă dar are sensibilitate optică redusă.

— Celuloidul (amestec de nitroglicerină și camfor), care este ceva mai sensibil optic dar îmbătrînește și prezintă fluaj și histerezis.

— Plexiglasul (polimetilacrilat), care se folosește pentru studiul izoclinelor, avînd sensibilitate optică mică. Are avantajul că este izotrop și se poate prelucra ușor la cald.

— Cauciucul, care se folosește în cazul studiilor care necesită deformații mari.

— Gelatina, care este cel mai sensibil material din punct de vedere optic și se folosește pentru studii masice.

— Rășinile sintetice, care sînt materialele cele mai folosite în ultimul timp (decorit, bachelită, juralit, araldit, dinox etc.). Ele au sensibilitate optică convenabilă și se prelucrează cu ușurință.

76. Metodică și aparatură

Modelele se execută de obicei din plăci turnate în condiții tehnologice speciale, care privesc de obicei regimul termic. O operație importantă este recoacerea, care servește la eliminarea eforturilor inițiale parazitare. Prelucrarea plăcilor și asamblarea lor necesită precizie și preocuparea de a exclude eforturile inițiale. Prelucrarea se face în mod obișnuit cu scule pentru metale, iar lipirea cu solvenți adecvați materialului.

Pentru efectuarea încercărilor, laboratoarele de fotoelasticitate sînt dotate cu bancul fotoelasticimetric care poate avea diferite scheme (fig. 19-41). Ele se ba-

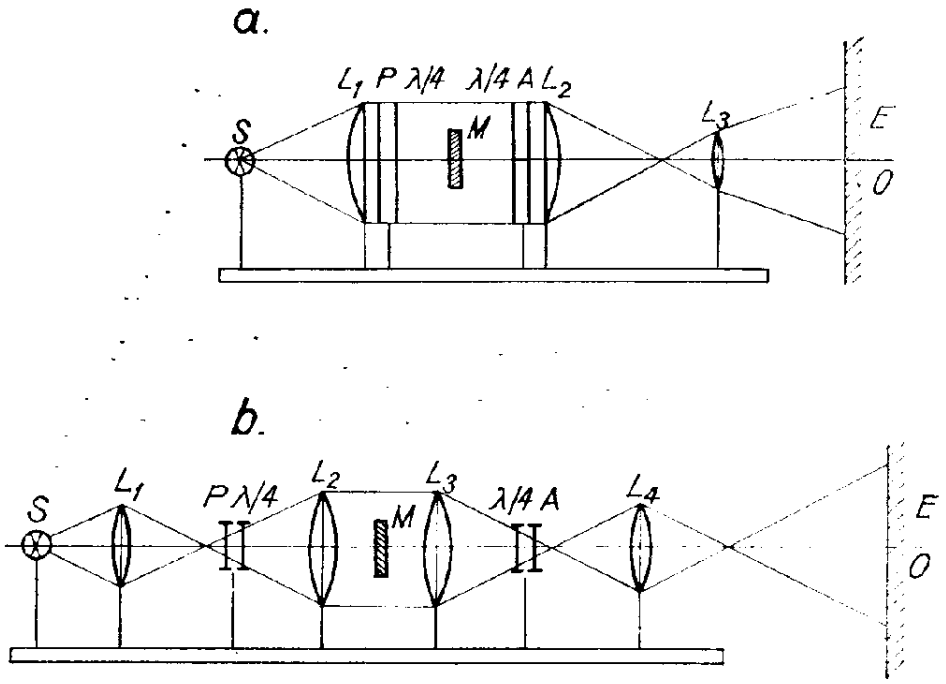


Fig. 19-41. Scheme de bancuri fotoelasticimetrice:
a — cu cîmp mare; *b* — cu polarizori mici; *S* — sursă; *L* — lentilă; *P* — polarizor; *A* — analizor; *M* — model; *E* — ecran.

zează pe o asamblare rațională a polarizorilor și a sistemelor de rotire corespunzătoare. În plus, bancul mai este prevăzut cu sisteme optice de mărire a imaginilor, cu cadre metalice și alte accesorii care servesc la aplicarea tuturor tipurilor de solicitări. Solicitările se aplică cu ajutorul greutăților cu sisteme de scripeți și cabluri, dinamometre, buzunare de presiune etc.

Fotoelastic se pot studia stări plane de efort și deformație, stări de eforturi în construcții spațiale realizate din asamblarea unor elemente plane și chiar probleme spațiale propriu-zise.

În figura 19-42 se prezintă rezultatele unor studii fotoelastice făcute pentru un baraj cu contraforți. Studiile s-au făcut pe secțiuni plane [25], modelînd o secțiune tip verticală prin talpa de fundație și o secțiune tip orizontală prin ciuperca contrafortului, care în cazul studiat avea practicată o galerie în zona centrală. În diagrame se poate urmări influența prezenței golului în contrafort asupra concentrărilor de eforturi.

77. Metoda înghețării eforturilor

Pentru încercări spațiale propriu-zise se folosește metoda înghețării eforturilor. Metoda se bazează pe proprietățile termoplastice ale unor rășini de a-și crește deformabilitatea cu temperatura. Modelul realizat dintr-o astfel de rășină este solicitat elastic la temperaturi de circa 100°C și este apoi răcit lent pînă la *înghețare* în starea deformată (la temperatura de lucru a camerei). Modelul astfel deformat, păstrînd eforturile din încărcarea elastică, este analizat prin tăierea în fișii — modele fotoelastice plane — pe diferite direcții, formînd rețele care permit reconstituirea stării spațiale de efort.

Ca ilustrare a metodei înghețării eforturilor se prezintă în figura 19-43 o încercare pentru determinarea stării de efort într-un baraj stăvilar de tip cuvă *(Belci)*. Se poate urmări schema barajului *a*, modul de secționare *b*, spectrele de izocromatice în secțiuni *c* și diagramele de eforturi pentru timpanul central *d*.

78. Photo-Stress

Photo-Stress este o metodă de analiză cantitativă a eforturilor care folosește avantajele combinate ale fotoelasticității, lacurilor casante și ale traductorilor rezistivi. Metoda a fost inițiată de *F. Zandman* în 1953 și se utilizează în S.U.A. și Franța pentru analiza stării de deformație și efort la avioane, recipienți de presiune, poduri etc.

În principiu piesa care se examinează se acoperă cu un strat reflectant și un înveliș de material plastic cu proprietăți fotoelastice. Învelișul aderent urmărește deformarea piesei și capătă proprietăți de birefringență accidentală, așa încît examinarea lui la lumină polarizată permite analiza stării de deformație pe suprafața

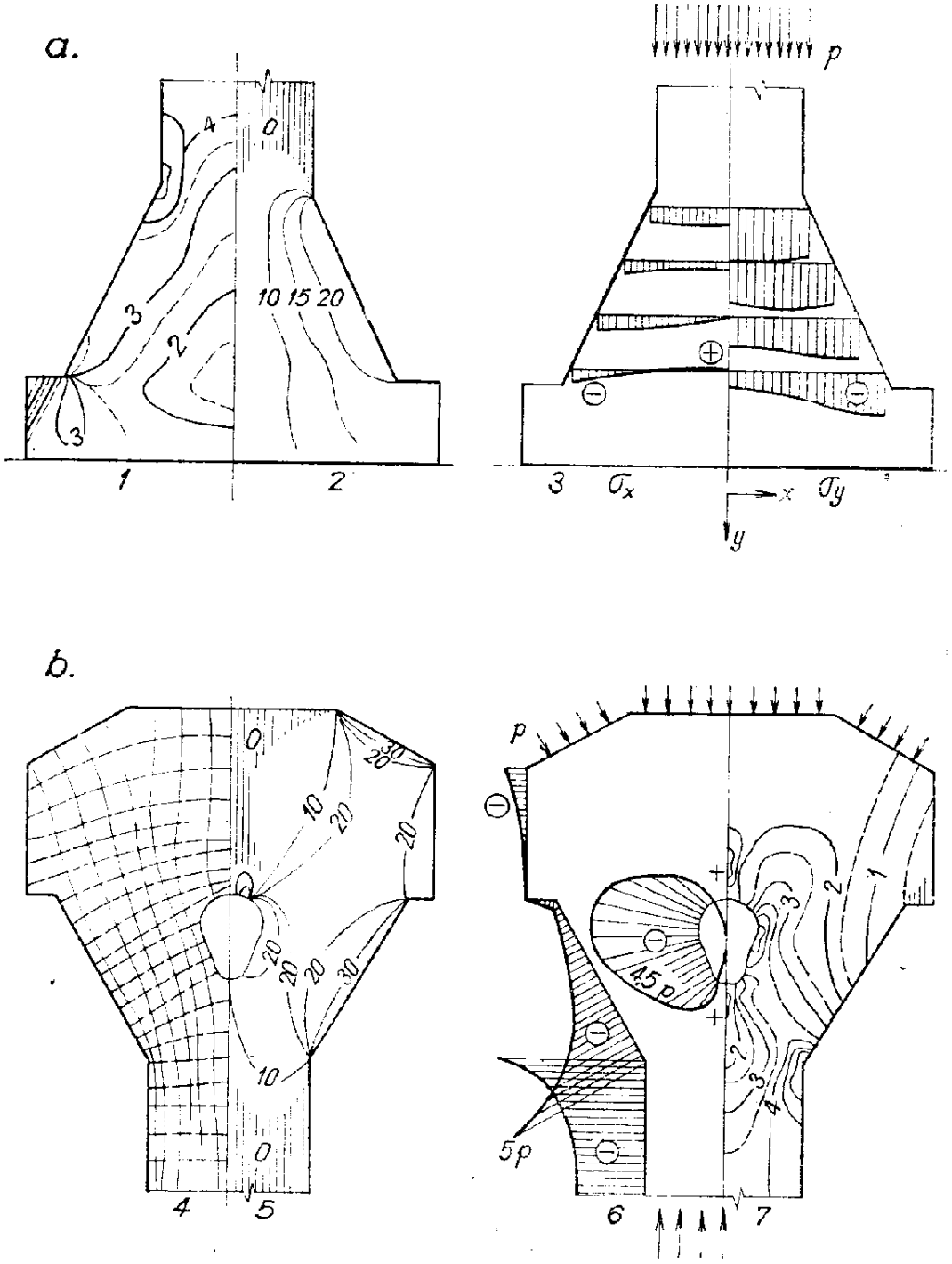


Fig. 19-42. Studii fotoelastice pentru un baraj cu contraforți:

a — secțiune verticală prin talpa barajului; *b* — secțiune orizontală prin capul contrafortului; *1* — spectru de izocromatice; *2* — spectru de izocline; *3* — diagrame de eforturi; *4* — traiectoriile direcțiilor principale; *5* — spectru de izocline; *6* — eforturi pe contur; *7* — spectru de izocromatice.

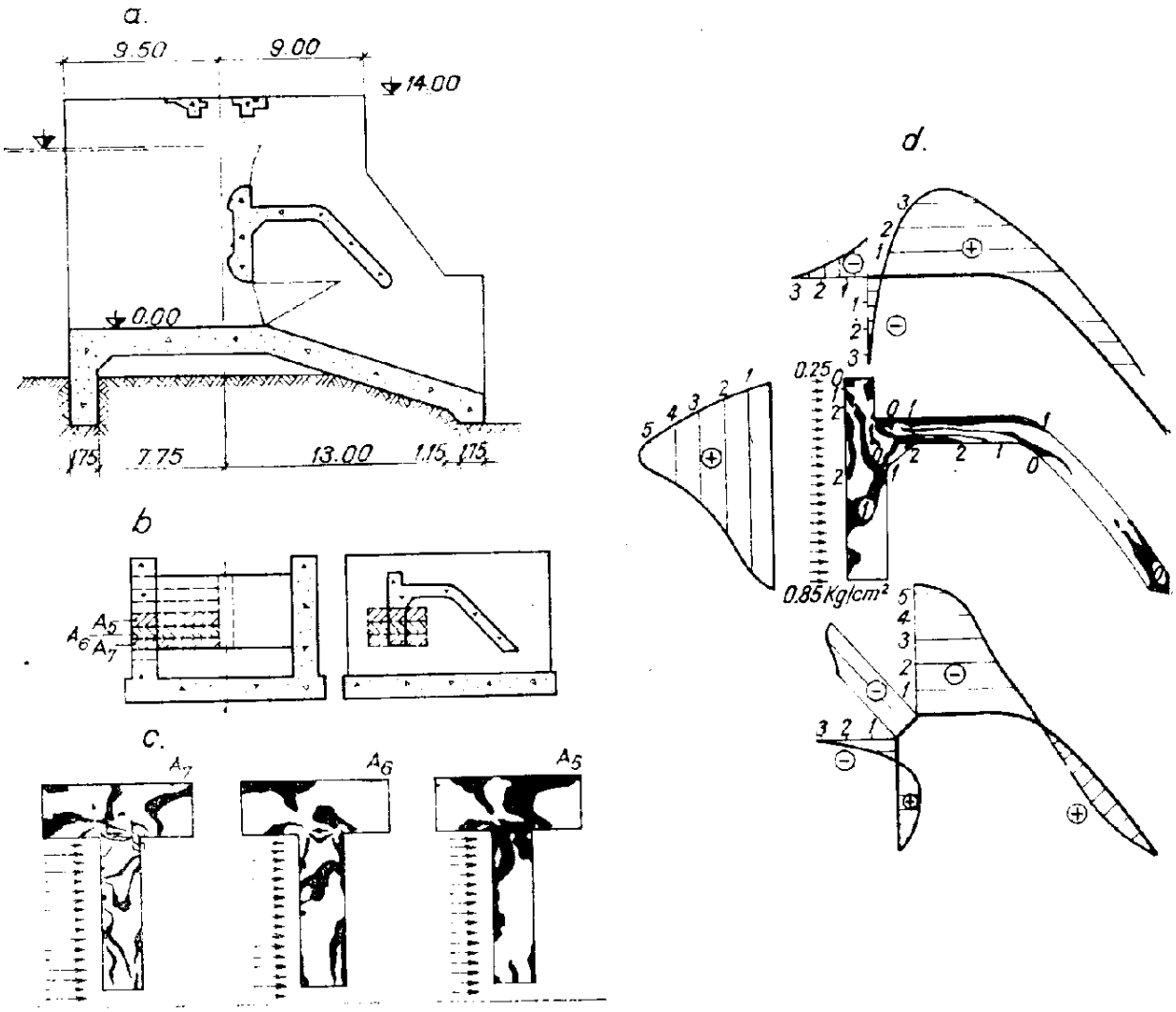


Fig. 19-43. Studiul fotoelastic al unui stăvilar tip Belci:
a — schema barajului; *b* — modul de secționare; *c* — spectre de izocromatice în secțiuni caracteristice; *d* — diagrame de eforturi pe contur.

piesei [26]. Pentru examinare se folosește un polariscop portabil cu reflexie (fig. 19-44), care permite trimiterea razei polarizate de polarizor *P* pe suprafața piesei și examinarea printr-un analizor *A* a razei reflectate. Cu ajutorul franjurilor de interferență alb negru și color se determină izoclinele și diferența deformațiilor

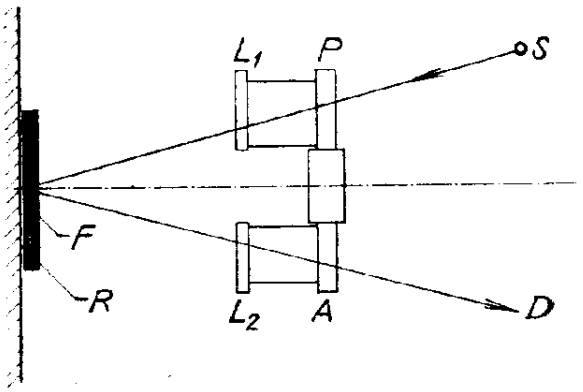


Fig. 19-44. Schemă de principiu a polariscopului portabil:
P — polarizor; *A* — analizor; *L* — lentilă; *F* — înveliș fotoelastic; *R* — strat reflectant; *S* — sursă.

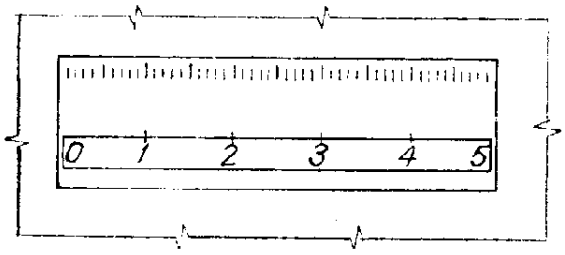


Fig. 19-45. Tensometru Photo-Stress.

principale în diferite puncte. Cunoscînd eforturile sau deformațiile într-un punct se pot găsi eforturile în celelalte puncte ale domeniului.

Învelișul fotoelastic se poate executa din fîșii turnate separat și lipite ulterior de piesă, sau prin ungerea suprafeței cu materiale plastice lichide, polimerizate apoi la cald (în circa 10 minute).

Ca aparate de măsură în tehnica Photo-Stress se folosesc:

— *Tensometrul Photo-Stress*, format dintr-o piesă mică dreptunghiulară (3 ... 4 cm) cu un strat oglindă gradat pe o față și cu un strat polarizant pe cealaltă față. Lipit pe fața piesei, la solicitare, franjurile de interferență se deplasează proporțional cu deformațiile, iar gradațiile permit măsurarea lor. Deplasările sînt vizibile direct fără instrumente optice (fig. 19-45).

— *Rozeta Photo-Stress* este un disc de plastic fotoelastic, avînd o preîncărcare cu franj circular *înghețat* în el, acoperit cu material plastic polarizant și cu un cadran gradat (fig. 19-46). Prin solicitare franjul inițial urmărește direcțiile și mărimile eforturilor principale.

— *Traductorul electronic Photo-Stress*, care constă dintr-un polariscop echipat cu fotocelulă. Odată cu deformarea piesei se schimbă culoarea în învelișul de plastic și apar schimbări măsurabile în curentul fotoelastic din celulă, care pot fi înregistrate automat.

Sensibilitatea instrumentelor de măsură este de $\pm$ 10μ pentru deformațiile principale și de $\pm$ 2 grade pentru direcțiile principale.

Avantajele procedeului Photo-Stress sînt multiple. El corespunde unui număr infinit de traductori cu baza zero, furnizînd date complete. Se poate aplica pe orice materiale supuse la deformări elastice sau plastice, mergînd pînă la alungiri de 30%. Procedeul permite observarea directă sau înregistrări fotografice statice și dinamice. Măsurătorile se pot face la orice gradient de efort, punînd în evidență și concentrările de eforturi. Prin faptul că este stabil în timp, are în plus avantajul că evidențiază eforturile inițiale (de construcție, de montaj etc.).

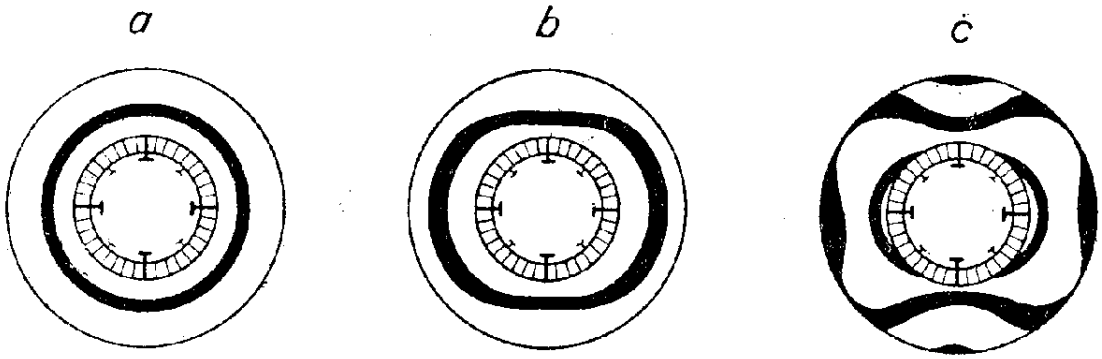


Fig. 19-46. Rozetă Photo-Stress:
a — neîncărcată; *b* — supusă la sarcini reduse; *c* — supusă la sarcini importante.

BIBLIOGRAFIE

1. Rocha, M. *Dimensionnement expèrimental des constructions.* AITBTP, février, 1952.
2. Oberti, G. *Essais sur modèles de barrages.* Cours d'eau et énergie, nr. 7, 8, 9, 1956.
3. Langhaar, H. *Dimensional analysis and theory of models.* New York, 1965.
4. Kirpicev, A. *Teoria similitudinii* (în limba rusă). Moscova, 1953.
5. Beaujoint, N., Bouché, B. *Étude des barrages sur modèles réduits en mortiers de plâtre.* Bull. RILEM, nr. 8, 1960.
6. Sandi, H. *Probleme ale modelării solicitărilor dinamice.* Studii şi cercetări în mecanica construcţiilor, nr. 1, 1965.
7. Heteny, M. *Handbook of experimental stress analysis.* New York, 1960.
8. Fialho, J. *The use of plastics for making structural models.* Bull. RILEM, nr. 8, 1960.
9. Oberti, G. *Diga del Lumiei. Criteri di progetto e studi sperimentali.* L'Energia Elettrica, 1948.
10. Fumagalli, E. *Matériaux pour modèles réduits et installations de charge.* Bull. RILEM, nr. 8, 1960.
11. U. S. B. R. *Boulder Canyon Project — Final reports,* part. V. Denver — Colorado, 1940.
12. Toma, I. *Test on structural models for arch dams.* Colloque RILEM, Bucureşti, 1969.
13. Juster, E., Toma, I., Toma, D. *Study on tensometric model of an arch dam.* Conference on experimental methods, Praga, 1965.
14. Oberti, G. *Large scale model testing of structures outside the elastic limit.* Bull. RILEM, nr. 7, 1960.
15. Rocha A., Serafim L. *Determination of thermal stresses in arch dams by means of models.* Septième Congrès des Grands Barrages. New York, 1958.
16. Rocha, M., Serafim, L. *Rupture studies on arch dams by means of models.* Water Power, april, 1959.
17. Serafim, L. *Methods and materials for the study of the weight stresses in dams by means of models.* Bull. RILEM, nr. 10, 1961.
18. Bălan, S., Arcan, M. *Încercarea construcţiilor.* Bucureşti, 1965.
19. Dungar, R., Severn, R., Taylor, P. *The efect of earthquakes on arch dams,* Neuvième Congrès des Grands Barrages, Istamboul, 1967.
20. Dragomir, D., Toma, I., Sandi, H. *Seismic vibrations of an arch dam.* Neuvième Congrès des Grands Barrages, Istamboul, 1967.
21. Bratu, C. *Forţe seismice la barajul Paltinul.* Sesiunea IPACH, 1968.
22. Laulletta, A. *Thermoelastic tests on arch dam models.* Symposium on concrete dam models, peaper 4, Lisabona, 1963.
23. Fumagalli, E. *Equilibrio geomecanico del banco di sottofundazione alla diga Pertusillo.* Publicazione ISMES, nr. 31, 1966.
24. Kulgavii, I. K. *Analiza schemelor de rupere ale modelelor casante de baraje în arc* (în limba rusă). Construcţii hidrotehnice, nr. 4, 1968.
25. I. S. C. H. *Studii de fotoelasticitate,* volum jubiliar, 1957—1967.
26. * * * *Photo-Stress analysis.* Photostress Budd Company. N.I.T. 7 — USA, 1963.

CAPITOLUL 20

SUPRAVEGHEREA CONSTRUCȚIILOR HIDROTEHNICE

§ 1. CONSIDERAȚII GENERALE

1. Utilitatea supravegherii construcțiilor hidrotehnice

Economicitatea și siguranța sînt cele două elemente fundamentale de care se ține seama la proiectarea, execuția și exploatarea barajelor și a construcțiilor hidrotehnice în general. În faza de proiectare se fac numeroase ipoteze simplificatoare și se acceptă o serie de aproximații pentru a se putea efectua calculele, iar în execuție intervin numeroase modificări și fenomene noi ale căror efecte nu mai pot fi determinate prin metodele de calcul. Observațiile și măsurătorile din perioada de construcție și din timpul exploatării sînt singurele capabile să redea o imagine a situației reale. Constatînd cum sînt efectiv solicitate materialele și diferitele părți componente ale construcției se poate verifica corectitudinea proiectării precum și siguranța lucrării respective. Cît de importantă este siguranța barajelor spre exemplu, o dovedesc urmările catastrofale ale cedării unui baraj în exploatare — pagube materiale foarte mari și uneori victime omenești, ireparabile.

Supravegherea barajelor urmărește deci două obiective:

— comportarea în ansamblu a lucrărilor și gradul lor de siguranță în diferite condiții de solicitare;

— cunoașterea fenomenelor care se petrec în corpul lor și în terenul de fundație, în vederea verificării ipotezelor de calcul și a urmăririi proprietăților materialelor de construcție în scopul fie al unor intervenții corespunzătoare, fie al folosirii datelor pentru proiectarea altor lucrări similare.

În funcție de scopul urmărit, de importanța construcției și de experiența acumulată în domeniul respectiv, măsurătorile de control au o extindere mai mare sau mai mică.

Pentru a avea date asupra siguranței unui baraj sînt necesare măsurători asupra solicitărilor exterioare și interioare, asupra deplasărilor absolute și relative, asupra rotației secțiunilor orizontale și verticale, asupra deschiderii rosturilor, asupra mărimii subpresiunilor și presiunilor interstițiale etc.

Observațiile și măsurătorile cu caracter de studiu privesc temperatura și umiditatea betonului din corpul barajului, deformațiile specifice, eforturile din baraj și din terenul de fundație, starea de fisurație etc.

2. Evoluția și stadiul actual al acțiunii de supraveghere

Primele măsurători sistematice s-au făcut în perioada 1920—1930 asupra barajelor elvețiene, *Montsalvens*, *Pfaffensprung*, *Rempen* etc. [1]. Ele erau destinate supravegherii în exploatare, urmărind înregistrarea deformațiilor și deplasărilor barajelor și a terenului de fundație. Cam în aceeași perioadă a apărut preocuparea

de a se urmări și fenomenele care se petrec în interiorul masei de beton. Cele dintîi măsurători s-au făcut asupra temperaturilor interioare, dat fiind că problema construirii unor termometre care să fie înglobate în beton și să transmită la distanță înregistrarea (teletermetre) a fost rezolvată relativ ușor [1].

Mai tîrziu, în urma experienței obținute prin construirea și utilizarea teletermetrelor, s-a trecut la construirea unor aparate care să măsoare atît temperaturile cît și deformațiile specifice care se dezvoltă în corpul barajelor. Astfel, în anul 1926 s-au efectuat primele măsurători de deformații în corpul barajului experimental *Stevenson Creek* (S.U.A.) [2].

În perioada următoare tehnica măsurătorilor la baraje a progresat lent dar continuu. Paralel cu aparatele și dispozitivele de măsură s-a dezvoltat și metodologia de prelucrare și interpretare a rezultatelor obținute cu ajutorul măsurătorilor. În prezent există numeroase tipuri de aparate de măsură pentru măsurători la distanță precum și aparate pentru măsurători directe. Aproape toate barajele construite în ultimele decenii sînt echipate cu aparatura necesară pentru determinările privind siguranța în exploatare și fenomenele din interiorul masei de beton.

În România măsurători sistematice au început în perioada 1958—1960, odată cu construcția marilor baraje realizate în cadrul planului de electrificare. În prezent se dispune de o bogată experiență în acest domeniu, atît pentru măsurătorile directe cît și pentru prelucrarea lor. Pe lîngă înzestrarea cu aparatură de măsură și control a noilor lucrări, continuă și înregistrările și prelucrările sistematice ale măsurătorilor efectuate.

§ 2. SCOPUL MĂSURĂTORILOR

3. Solicitări și factori exteriori

Dintre solicitările exterioare și factorii externi care acționează asupra barajelor, cele care prezintă mai mult interes sînt:

— nivelul apei în lac;
— temperatura aerului;
— temperatura apei din lac la diverse adîncimi;
— radiația solară.

Poziția și variația nivelului în lac interesează în cazul oricărui tip de baraj. În funcție de nivel se determină solicitarea din presiunea hidrostatică, hotărîtoare pentru interpretarea stării de deformație și a deplasărilor barajului. La barajele de beton, corelarea deplasărilor cu variația nivelului amonte permite separarea influenței variațiilor de temperatură asupra deplasărilor înregistrate.

Temperaturile aerului și ale apei din lac se urmăresc în toate amplasamentele de baraje de beton, dat fiind că cunoașterea lor permite interpretarea stării termice care se înregistrează în corpul barajului. Funcție de temperaturile mediilor exterioare, procesul de degajare al căldurii de priză poate fi mai mult sau mai puțin energic. În timp, după stabilizarea cîmpului de temperatură, solicitările termice ale structurilor — în special ale celor subțiri — sînt direct legate de evoluția temperaturilor exterioare.

Radiația solară interesează în special acolo unde există o insolare a paramentului aval. Temperaturile ridicate de la fața ploturilor influențează repartiția cîmpurilor de temperatură. Pentru ilustrare, în figura 20-1 se prezintă evoluția procesului termic din plotul *5* al barajului *Secul — Reșița*. Izotermele trasate în secțiunea orizontală situată la 32 m sub coronament sînt bazate pe înregistrările făcute cu teletermometrele betonate la această cotă [3].

Temperaturile de betonare au fost de 18 ... 20°C, iar maximele înregistrate la cîteva zile au atins 25 ... 27°C în contrafort și 37°C în ciupercă. Saltul de temperatură relativ mic, 13 ... 16°C, se explică prin dimensiunile reduse ale elementelor barajului, care au permis o degajare rapidă a căldurii de hidratare. După betonarea

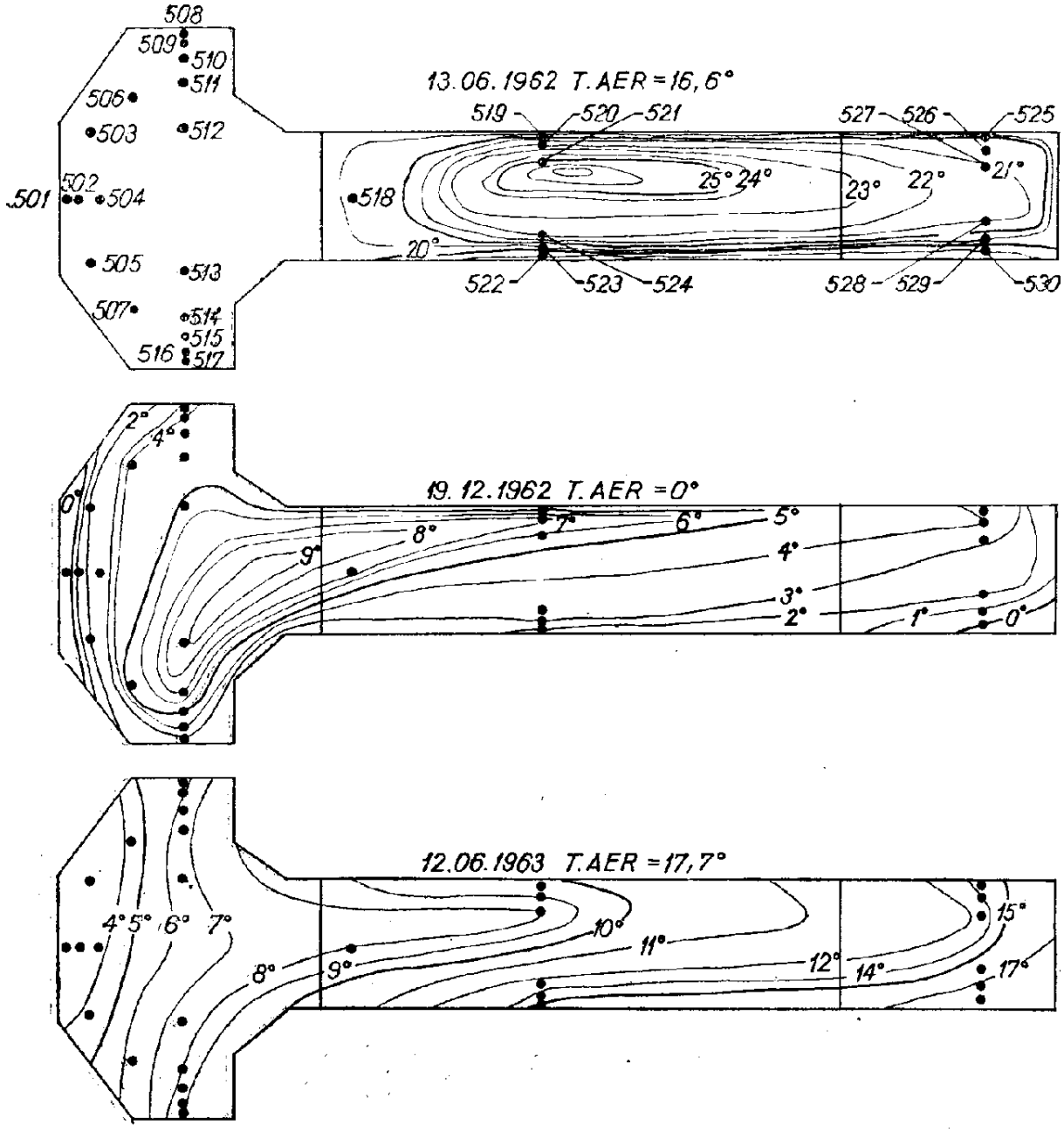


Fig. 20-1. Evoluția izotermelor într-o secțiune orizontală prin plotul *5* al barajului Secul.

lamelelor contrafortului, betonul situat în regiunea feţelor laterale s-a răcit mai repede, în timp ce către mijlocul contrafortului s-a creat un nucleu de temperaturi ridicate. Excentricitatea acestuia se datoreşte expunerii diferite la soare a celor două feţe laterale.

După betonarea ciupercii, aceasta a devenit sursă de căldură pentru betonul din contrafort. Degajarea căldurii din ciupercă s-a făcut atît prin feţele ei libere cît şi prin faţa de contact cu contrafortul. În decembrie 1962 temperatura în secţiune a început să varieze sub influenţa temperaturii aerului. Între teletermetrele situate la 10 cm de faţa contrafortului şi cele de la 75 cm apar diferenţe de amplitudini de 2 ... 3°C. Diferenţa între temperaturile la cele două feţe, datorită radiaţiei solare, se menţine. La extremitatea ciupercii, în contact cu apa din lac şi cu ciuperca contrafortului vecin, influenţa variaţiilor de temperatură din aer este mult mai redusă.

4. Deplasări absolute

În practica măsurătorilor pe baraje au căpătat denumirea de deplasări absolute toate deplasările barajului, verticale şi orizontale, în raport cu un punct considerat fix. Punctul fix este ales în teren la o distanţă suficient de mare de baraj, astfel încît să nu resimtă influenţa interacţiunii acestuia cu terenul de fundaţie sau împingerea exercitată de lac asupra versanţilor. De obicei distanţa este de 1 ... 2 km, dar uneori ia valori mult mai mari, ca în cazul barajului japonez *Sakuma*, la care reperul fix se găseşte la 10 km în aval.

Deplasările absolute se măsoară la toate tipurile de baraje, ele evidenţiind tasările fundaţiei şi corpului barajului, deplasările amonte-aval şi cele în lungul axului longitudinal. Determinarea deplasărilor absolute se face de obicei prin metode topogeodezice — tasările prin nivelment de precizie, deplasările orizontale prin aliniament. În cazul punctelor inaccesibile de pe paramente şi versanţi determinările se fac prin microtriangulaţie, atît pentru tasări cît şi pentru deplasări orizontale.

Pentru exemplificare iată concluziile desprinse din măsurătorile de deplasări absolute făcute la barajul *Izvorul Muntelui* [4]: din cele 8 măsurători complete de nivelment de precizie a rezultat că tasările fundaţiei cresc cu înălţimea ploturilor, fiind maxime pentru zona din albie. Pe cei doi versanţi, tasările fundaţiei sub ploturi egale sînt identice, cu toate că roca de pe versantul stîng este mai slabă. Tasările maxime ale ploturilor centrale sînt de 13 ... 14 mm, ajungînd în zona galeriei de injecţii la 6 ... 7 mm. Ele sînt de 5 ... 6 ori mai mici decît cele prevăzute prin calcul. Măsurătorile de aliniament indică în primii doi ani deplasări spre aval ale tuturor ploturilor sub acţiunea presiunii hidrostatice, în timp ce ploturile extreme prezintă mici deplasări către amonte sub influenţa greutăţii proprii. Deplasările relative între ploturi nu depăşesc 1 mm.

Măsurarea deplasărilor absolute furnizează cea mai corectă imagine asupra comportării barajului (precizia atinge 0,2 ... 0,4 mm). Există însă dezavantajul că efectuarea măsurătorii durează cîteva zile, iar determinarea coordonatelor reperilor şi deci a deplasărilor comportă calcule laborioase. În ultimul timp măsurarea de-

plasărilor absolute prin metode topogeodezice este dublată (rareori înlocuită) prin determinarea acestora în raport cu puncte fixe situate în adîncimea masivului de fundație, la distanțe ce depășesc zona de interacțiune cu barajul.

5. Deplasări relative

În categoria deplasărilor relative intră deplasările unui punct al barajului față de un altul, considerat reper. La barajele de beton se înregistrează:

— Deplasarea în plan orizontal a unor puncte din zona superioară a unui plot față de un punct situat pe aceeași verticală în zona de fundație a plotului. Dacă înregistrările se fac pentru o succesiune de puncte ale verticalei, se obține imaginea deformatei axului secțiunii în care se face măsurătoarea. Spre exemplu, în figura 20-2, prin separarea componentelor amonte-aval a deplasărilor orizontale ale punctelor 1 ... *4* față de punctul din fundație *5*, s-a construit poziția luată după deformație de consola maestră a unui baraj arcuit.

Dacă se separă componentele dirijate în sens longitudinal se poate obține și deformația axului în această direcție. Măsurătorile se fac cu pendule, bazate pe principiul firului cu plumb.

— Rotațiile unor planuri (secțiuni) orizontale sau verticale din corpul barajului. Determinarea unghiului de rotație al secțiunii orizontale urmărite permite stabilirea deformației axului vertical al plotului în care se face măsurătoarea. Făcînd înregistrări pentru o serie de secțiuni orizontale, dispuse succesiv pe verticală, se poate construi deformata axului. Măsurătorile de rotații se compară și se verifică reciproc cu cele furnizate de pendule. Rotațiile secțiunilor verticale permit la rîndul lor stabilirea deformatei în sens orizontal. Această categorie de măsurători este rapidă

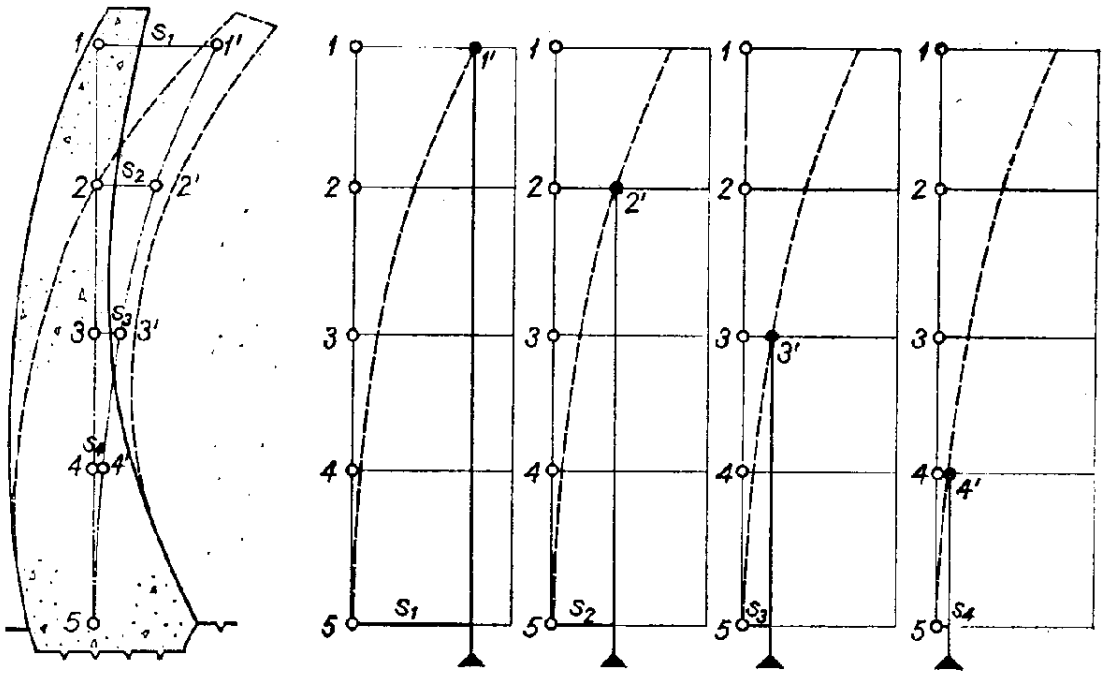


Fig. 20-2. Construirea deformatei secțiunii pe baza înregistrărilor de deplasări relative.

și ușoară, executîndu-se cu clinometre — construite pe principiul nivelelor cu bulă de aer.

— Deplasările unor puncte ale terenului de fundație în raport cu suprafața de fundație. Se urmăresc puncte situate la diverse adîncimi sub talpa barajului, pe direcții normale pe stratificație sau în lungul ei, pentru a pune în evidență zona de interacțiune fundație — baraj și modul de lucru al diverselor orizonturi din profilul geologic. Atunci cînd punctul se găsește la adîncime suficientă și deci nu este afectat de sarcinile transmise de baraj același aparat permite stabilirea deplasărilor absolute ale zonei fundației. Aparatul de măsură poartă numele de telerocmetru.

La barajele de pămînt și anrocamente se urmăresc și se măsoară:

— Tasările umpluturii la diverse cote sub coronament. Înregistrarea se face față de puncte situate pe coronament a căror cotă absolută se determină apoi prin nivelment de precizie. Uneori punctele de origine se plasează și pe paramentul aval, construind pe baza lor deformata întregului corp al barajului.

— Alunecările taluzurilor a căror măsurare se face cu ajutorul unor reperi instalați la suprafața umpluturii, determinînd deplasările acestora față de puncte de pe coronament sau de pe versanți situați în apropierea umerilor barajului. Precizia măsurătorilor pentru tasări și alunecări este mai redusă, de ordinul centimetrilor, dar și mărimile măsurate au valori mult mai mari decît la barajele de beton.

6. Deschiderea rosturilor

Mișcările rosturilor se urmăresc atît la barajele de greutate și evidate, cît și la cele cu contraforți, arcuite și de alte tipuri de beton. Cauza mișcărilor este de obicei variația de temperatură, în care caz rostul *respiră*, manifestînd tendințe de deschidere sau de închidere. Deformațiile diferențiate ale terenului de fundație pot provoca și ele deplasări între fețele rostului, în direcție verticală sau rotații. Cînd mișcările rosturilor nu concordă cu variația factorilor exteriori se intervine pentru descoperirea anomaliilor în comportarea barajului.

La barajele cu contraforți la care rosturile de contracție permanente sînt dirijate paralel cu paramentul aval, măsurarea deplasărilor acestora confirmă sau nu comportarea normală și starea de eforturi presupusă în contrafort. Spre exemplificare, în figura 20-3 sînt prezentate rezultatele măsurătorilor efectuate la un punct de măsură din plotul *5* al barajului *Strîmtori — Firiza* [5].

Variațiile deschiderii rostului, Δx, au caracter sezonier și valori de circa 1,4 mm. În zone cu variații mai mari de temperatură ele ating 2 mm și își păstrează caracterul sezonier. Deschiderea mare a rostului confirmă absența unor eforturi tangențiale în acesta. Aceeași confirmare o aduc și deplasările longitudinale Δy, care au valori de pînă la 1mm.

Evoluția deschiderii rosturilor prezintă o deosebită importanță pentru barajele arcuite. Starea de deschidere mai mult sau mai puțin accentuată influențează caracterul de monolit al structurii. Evoluția deschiderii rosturilor dă indicațiile necesare pentru stabilirea perioadelor de injectare și în special ale celor de reinjectare. Iată spre exemplu variația deschiderii rostului dintre ploturile *6* și *7* ale barajului *Negovanu*, măsurată la 46,50 m deasupra fundației (fig. 20-4, *a*), respectiv 30 m (fig. 20-4, *b*) [7].

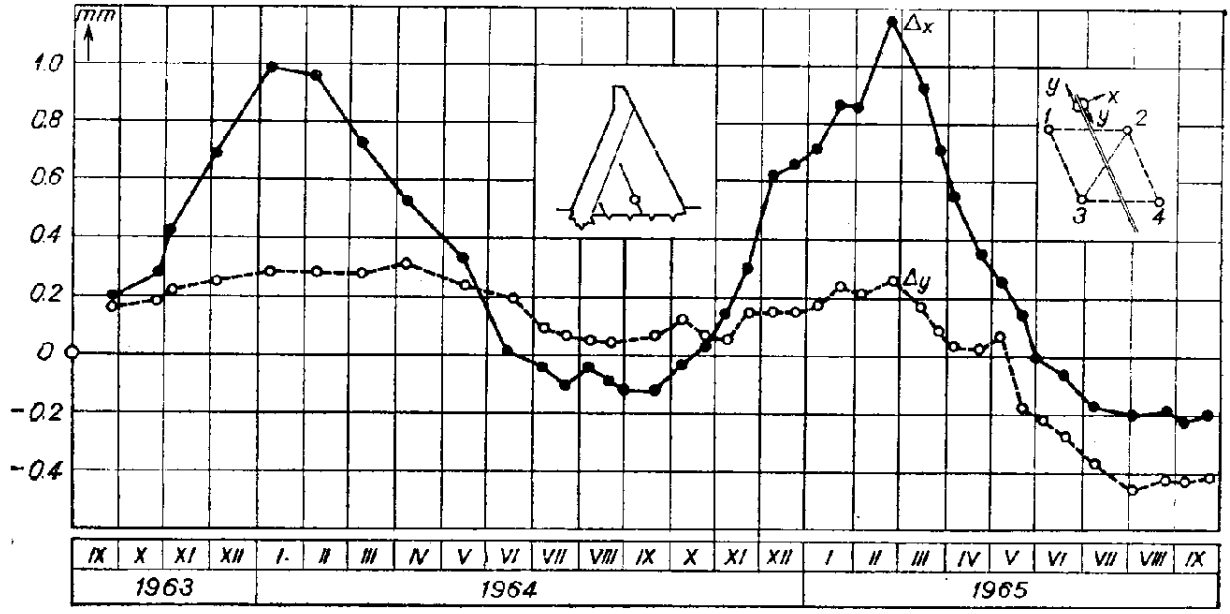


Fig. 20-3. Deplasări relative între fețele rostului permanent de contracție dincontrafortul plotului *5* al barajului Strîmtori.

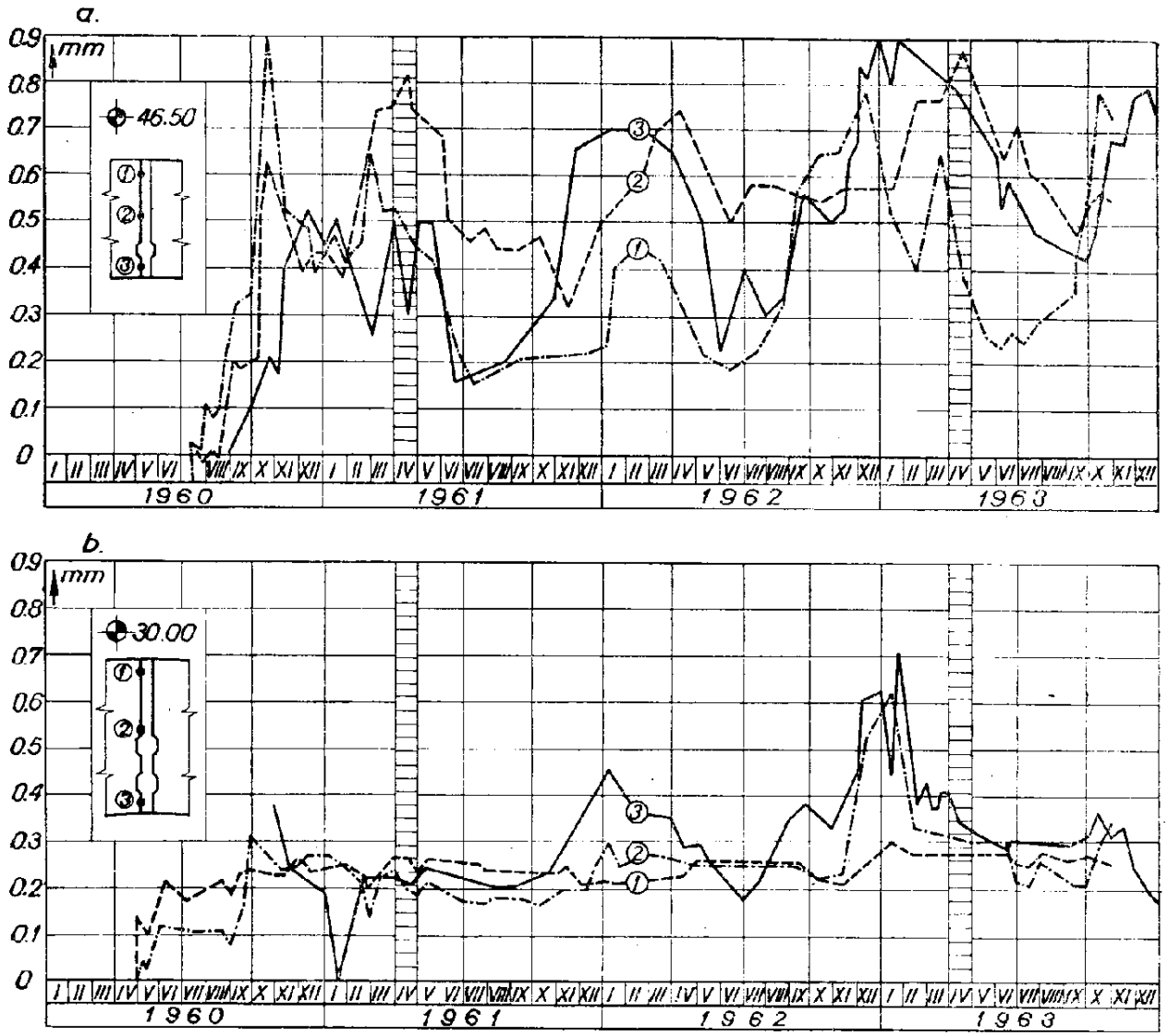


Fig. 20-4. Variația în timp a deschiderii rostului dintre ploturile *6* și *7* ale barajului Negovanu:
a — la 46,50 m deasupra fundației; *b* — la 30,00 m deasupra fundației.

Deschiderile măsurate imediat după betonarea rosturilor duble sînt în general mici, sub 1 mm, dat fiind că în perioada betonării temperaturile medii din ploturi erau foarte apropiate de temperatura medie multianuală a aerului. Injectarea s-a realizat în primăvara anului 1961. Variația deschiderilor după această dată este mult mai redusă. Valoarea maximă a fost atinsă în iarna foarte rece din 1962—1963, ajungînd la rosturile marginale, la lac gol, la 0,85 ... 1,20 mm. S-a constatat în consecință că este utilă o reinjectare în primăvara lui 1963. După reinjectare, în regiunea inferioară unde contracția era stabilizată, deschiderea rosturilor nu a mai evoluat.

7. Temperaturi interioare

Evoluția temperaturilor interioare este interesantă pentru toate tipurile de baraje de beton. Este cunoscut faptul că în funcție de tipul și dozajul cimentului, în beton se dezvoltă fenomene exotermice, temperatura ridicîndu-se cu 15 ... 40°C peste temperatura de turnare. Răcirea corpului barajului începe de la temperatura maximă și durează pînă la atingerea temperaturii medii multianuale a regiunii respective. Acest proces se prelungește ani de zile. Corespunzător acestor variații ale temperaturii interioare, deformațiile betonului sînt mai întîi dilatări și apoi contracții. Eforturile care iau naștere depășesc uneori rezistența la tensiune a betonului și ca urmare apar fisuri. Măsurătorile de temperatură din corpul barajului urmăresc:

— variația temperaturii în timp atît în faza de încălzire cît și pe toată durata procesului de degajare a căldurii interioare;

— influența temperaturii din lamelele superioare asupra temperaturii din lamelele inferioare;

— precizarea datei cînd temperatura atinge media multianuală în vederea stabilirii cîmpurilor gata de injectare, în cazul barajelor arcuite;

— schimbările temperaturii betonului în funcție de variațiile de temperatură ale aerului, în aval și ale apei din lac, în amonte.

În figura 20-5 sînt trasate izotermele pe baza măsurătorilor de temperatură făcute în diferite etape la jumătatea înălțimii plotului *6* al barajului *Negovanu* [6].

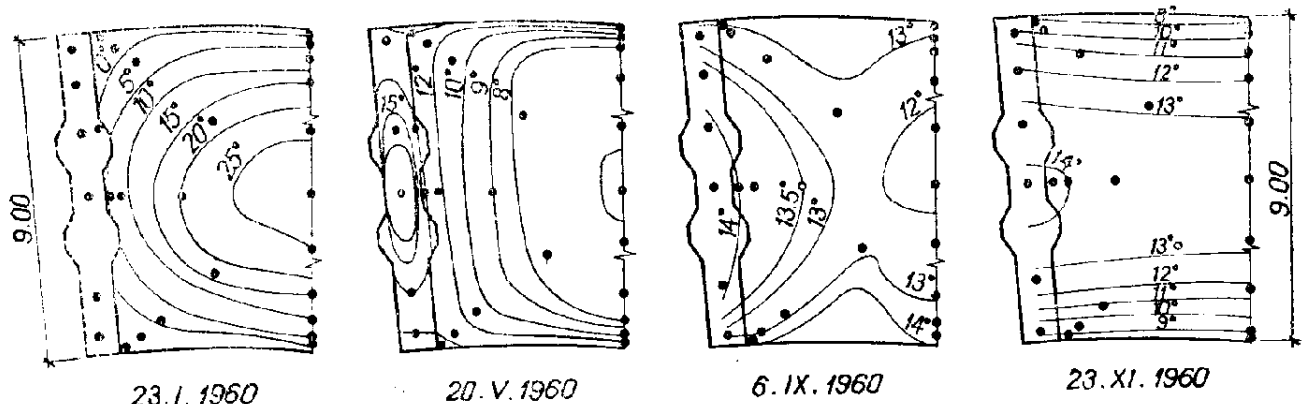


Fig. 20-5. Izoterme trasate pe baza măsurătorilor de temperatură într-o secțiune prin plotul *6* al barajului Negovanu.

Din aspectul acestora se constată că rostul lărgit prevăzut între ploturi are un efect favorabil asupra degajării de căldură, identic cu cel asigurat de paramente. După umplerea cu beton a rostului, acesta devine o sursă de căldură, întîrziind într-o oarecare măsură răcirea betonului din ploturile vecine. După o perioadă de circa 10 luni de la turnare, izotermele devin paralele cu paramentele, indicînd un mod de degajare al căldurii ca în cazul unui perete. La cîteva luni mai tîrziu s-a atins temperatura la care s-a făcut injectarea rosturilor.

8. Deformații specifice

Condițiile deosebite de execuție și multitudinea factorilor care influențează starea de deformație și efort fac ca înregistrarea deformațiilor specifice să fie foarte utilă pentru precizarea comportării unui baraj. Deformațiile măsurate în corpul construcțiilor constituie baza pentru calculul eforturilor interioare.

Starea de efort este însă influențată în egală măsură de variațiile de temperatură ca și de presiunea apei, ceea ce conduce la dificultăți în prelucrarea rezultatelor măsurătorilor. Se încearcă de obicei montarea aparaturii de măsură în anumite formații, pentru a putea separa deformațiile specifice datorite sarcinilor exterioare de cele provocate de alți factori ca temperatura, umiditatea, curgerea lentă etc.

9. Eforturi în beton și în fundație

După cum s-a văzut, determinarea eforturilor pe baza deformațiilor specifice înregistrate este foarte anevoioasă. Pe de altă parte dificultatea determinării lor cu ajutorul unor aparate destinate măsurării eforturilor constă în primul rînd în faptul că aparatul betonat provoacă o deranjare a cîmpului de eforturi, lucru care conduce la alterarea valorilor reale. Pînă în prezent aceste aparate se montează cel mai frecvent în suprafața de fundație, unde servesc la măsurarea presiunilor pe teren.

Printr-o repartizare judicioasă a aparatelor în planul fundațiilor se pot obține indicații asupra modului cum încărcările sînt transmise la teren, atît în perioada de execuție cît și în exploatare. Spre exemplu, în figura 20-6 sînt prezentate comparativ diagrama de calcul și cea înregistrată pe teren referitoare la variația eforturilor în fundație pe măsura betonării barajului *Vidraru* [7]. La piciorul amonte se constată o concordanță foarte bună între eforturile măsurate și cele calculate, în timp ce la piciorul aval apar unele diferențe. Reducerea efortului real la piciorul aval se datorește adaptărilor conturului de fundație și modului de betonare în această zonă.

10. Subpresiuni

Pentru dimensionarea barajelor de greutate, ca și a celor evidate sau cu contraforți, cunoașterea valorii subpresiunilor joacă un rol important. Înregistrarea lor în timpul exploatării, făcută prin măsurători executate minuțios, poate da indicații

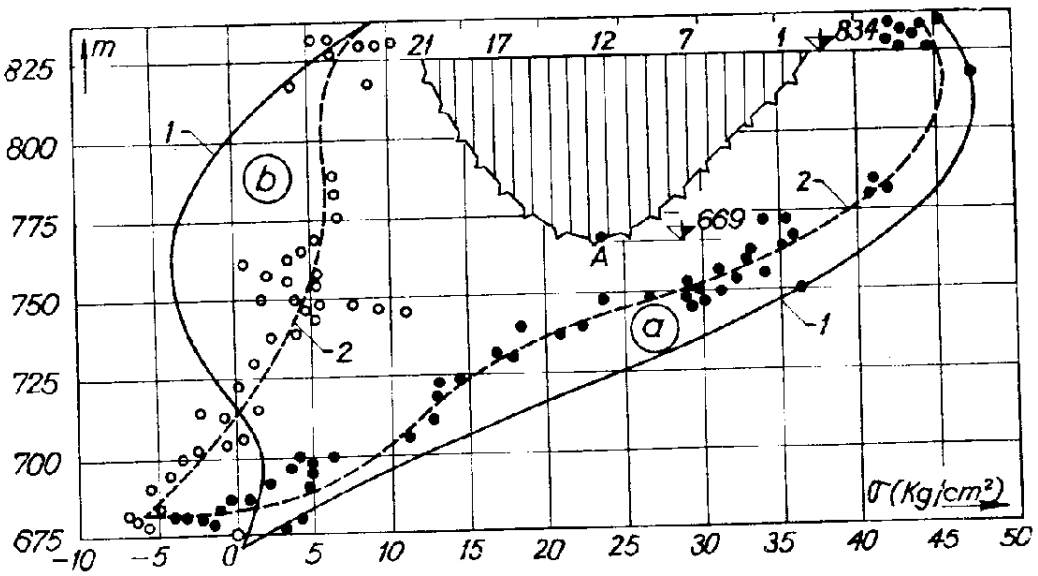


Fig. 20-6. Variația eforturilor în fundația barajului Vidraru pe măsura betonării barajului:

a — la piciorul amonte; *b* — la piciorul aval; *1* — eforturi calculate; *2* — eforturi măsurate.

prețioase asupra mărimii și distribuției lor efective. Atît timp cît diagrama înregistrată se găsește în limita diagramei teoretice, siguranța barajului este asigurată. În același timp, precizarea aspectului diagramei de subpresiuni permite evitarea supradimensionărilor la barajele care urmează a fi proiectate.

În figura 20-7 sînt prezentate subpresiunile măsurate în suprafețele de fundație ale ploturilor *6*, *5* și *3* ale barajului *Secul* [3]. Din diagrame se remarcă următoarele:

— la ploturile *5* și *6*, în lungul întregii suprafețe de fundație, subpresiunile sînt egale cu mărimea coloanei de apă existente în aval, peste care se suprapun subpresiunile datorite coloanei de apă din amonte, care descresc repede de la o valoare de cîțiva metri în amonte la zero în aval;

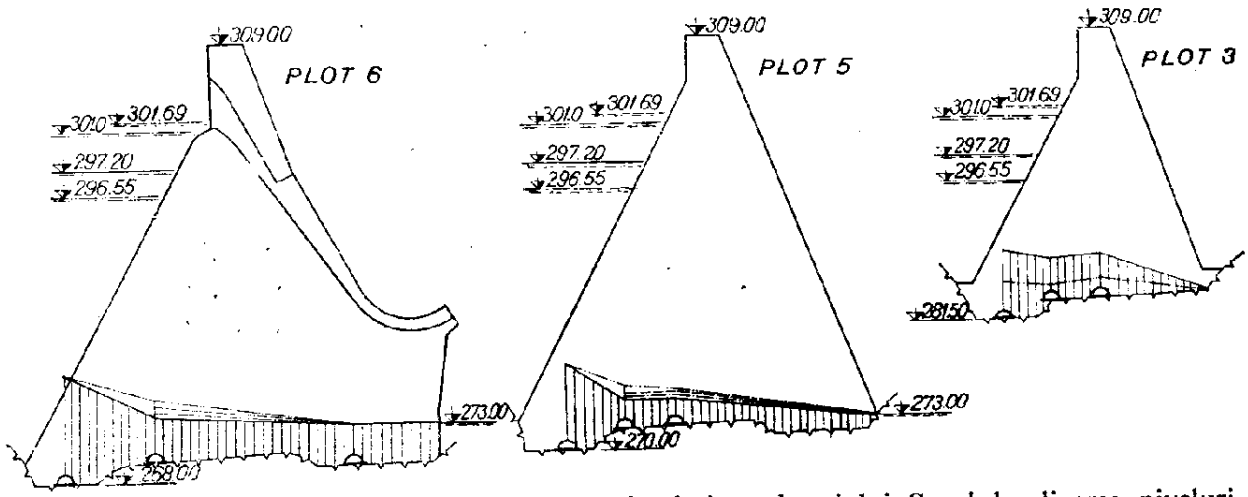


Fig. 20-7. Subpresiuni măsurate pe talpa de fundație a barajului Secul la diverse niveluri în lac.

— variațiile nivelului în lac, de ordinul a 5 ... 6 m, influențează în mică măsură valoarea subpresiunilor;

— mărimea totală redusă, ca și influența scăzută a variației nivelului amonte, se datoresc atît evidării barajului cît și voalului de injecții executat la piciorul amonte;

— la plotul *3*, situat mai spre versant, subpresiunile sînt ceva mai mari în zona amonte, ajungînd la zero în aval.

11. Starea de fisurație

În corpul barajelor masive, eforturile interioare provocate de fenomenele termice, datorite căldurii interne cît și variațiilor de temperatură ale mediului exterior, pot avea ca urmare fisurarea. Fisurile au efecte periculoase în exploatare, micșorînd capacitatea de rezistență, reducînd impermeabilitatea betonului și constituind căi de distrugere prin gelivitate.

Fisurile superficiale apar în perioada de degajare a căldurii de hidratare, la 6 ... 8 zile de la turnare, fiind o consecință a distribuției neuniforme de temperatură. Fisurile de adîncime apar în perioada de răcire a betonului, ca urmare a legăturilor care împiedică contracția liberă a corpului barajului. Prezența acestor fisuri trebuie depistată și evoluția lor urmărită în timp. La fisuri importante se determină extinderea lor, completîndu-se observațiile prin foraje.

12. Presiunea interstițială

În cazul barajelor de pămînt sau anrocamente, la care etanșarea se face cu ecran sau nucleu de argilă, în exploatare se urmărește presiunea interstițială din aceste elemente impermeabile. Înregistrările indică eficiența etanșării și în special modul în care evoluează procesul de consolidare al ecranului sau nucleului la prima umplere. Măsurătorile de presiuni interstițiale, făcute în perioadele de variație a nivelului amonte și în special în cele de goliri mai rapide, indică decalajul în timp al descărcării presiunilor interioare din zonele etanșe și mărimea gradienților care apar.

13. Infiltrații

La barajele de beton, prin măsurarea debitelor de infiltrație se supraveghează:

— etanșeitatea rosturilor;

— permeabilitatea betonului;

— gradul de infiltrare a apei prin zona fundațiilor.

Apele infiltrate se evacuează, cu ajutorul sistemului de drenaj de la paramentul amonte și al forajelor de drenaj executate în fundație, pe traseul galeriilor de control în aval de voalul de etanșare. Debitul colectat se dirijează către dispozitivele de măsură — recipienți sau deversori triunghiulari.

Este util a se face periodic analiza chimică a apei infiltrate prin corpul unui baraj pentru a stabili gradul de decalceizare al betonului. Cînd procentul de calce spălată se reduce cu mai mult de o treime, degradarea betonului poate periclita buna funcționare a barajului.

La barajul *Izvorul Muntelui* spre exemplu, măsurătorile efectuate după darea în exploatare au arătat că debitele colectate de sistemul de drenaj al paramentului amonte sînt foarte reduse — 2 l/min — adică maximum 1% din debitul total infiltrat. Acest lucru confirmă buna calitate a betonului și a etanșărilor de rost. Din cei 190 l/min infiltrați în zona fundațiilor — debit captat de forajele de drenaj — la versantul drept se înregistrează 3,4%, la versantul stîng 34%, iar în zona centrală 62,6% [4]. Procentele înregistrate reflectă foarte bine calitatea și gradul de tectonizare al rocii de fundație.

La barajele de pămînt de înălțimi mari și mijlocii se organizează supravegherea sistematică a infiltrațiilor, avînd ca scop:

— stabilirea variației suprafeței de depresiune a apelor infiltrate;

— stabilirea debitului de infiltrație.

Poziția suprafeței de depresiune funcție de nivelul amonte, eventual și de cel aval, dă indicații asupra eficienței elementelor de etanșare și în special asupra gradului de stabilitate al barajului. Debitul de apă infiltrat se măsoară într-o zonă accesibilă din baraj în care este condus după colectare. Ținerea sub observație a infiltrațiilor este de mare importanță deoarece, de multe ori, după darea în exploatare a unei lucrări, s-au observat creșteri ale debitului de infiltrație, ceea ce denotă că în corpul barajului sau în fundație există zone permeabile — neetanșe.

14. Umiditatea betonului

Variația umidității betonului îi creează acestuia o stare de umflare sau de contracție. Variațiile de temperatură accentuează fenomenul și cînd rezistența la tensiune a betonului este depășită pot lua naștere fisuri. Pentru a cunoaște contribuția fenomenelor de umflare și contracție, provocate de variația de umiditate, la deformațiile înregistrate în beton, se urmărește în timp variația umidității. Variațiile bruște de umiditate pot indica uneori apariția unor zone preferențiale de infiltrație.

§ 3. METODOLOGIA ȘI APARATURA DE MĂSURĂ

15. Clasificare

Funcție de poziția pe care o ocupă aparatele în timpul măsurătorilor, se deosebesc măsurători executate din exteriorul lucrării sau din interiorul ei. Pe baza acestui criteriu și funcție de fenomenele urmărite, se pot diferenția aparatele și dispozitivele de măsură și control.

În cazul elementelor măsurabile din exteriorul lucrării:

— factorii exteriori se urmăresc cu mire și limnigrafe, care servesc la determinarea nivelurilor apei, și termometre simple sau cu transmitere la distanță (teletermetre), care permit determinarea temperaturii mediilor exterioare;

— deplasările absolute se măsoară cu teodolite și nivele de precizie, însoțite de repere și borne în punctele urmărite sau de stație;

— deplasările reciproce ale unor puncte ale aceleiași verticale, axa deformată a barajului, deplasările rocii de fundație se determină cu instalații pendulare; o asemenea instalație poate fi cu pendul simplu, cu pendul invers cu plutitor, sau cu pendul diferențial; măsurătoarea efectivă se face cu coordimetrul sau coordiscopul;

— mișcările rosturilor se urmăresc cu cleme dilatometrice, bolțuri deformetrice și micrometre de rost, iar în punctele inaccesibile ale rosturilor, cu teledilatometre;

— înclinările și rotațiile planurilor (secțiunilor) verticale sau orizontale se măsoară cu clinometre și fleximetre;

— starea de fisurație se determină cu indicatoarele de fisuri, cu emițători-receptori de ultrasunete pentru microfisuri și cu microcomparatoare pentru urmărirea deschiderii fisurilor.

În cazul elementelor măsurabile din interiorul lucrării:

— temperaturile interioare se măsoară cu ajutorul teletermetrelor rezistive sau electroacustice; aparatele sînt plantate în punctele sau secțiunile urmărite, iar măsurătoarea se face de la distanță (coronament, paramentul aval sau galeriile de vizitare) prin intermediul unor cabluri electrice;

— deformațiile specifice se măsoară cu extensometre electroacustice (cu coardă vibrantă) sau rezistive (cu rezistență electrică);

— starea de eforturi interioare sau în fundație se determină cu telepresmetre, bazate tot pe transmiterea la distanță a unor mărimi electrice; în cazul presiunilor reduse care apar în barajele din materiale locale se utilizează doze de presiune electroacustice sau rezistive;

— presiunile interstițiale și subpresiunile se măsoară cu dispozitive piezometrice, celule electrice sau cu celule hidrometrice;

— umiditatea betonului se măsoară cu telehumetre și umidimetre; ele se asociază cu teletermetre, pentru corectarea citirilor.

16. Dispozitive pentru determinarea factorilor exteriori

Înregistrarea mărimii factorilor exteriori nu presupune un aparataj special în cazul supravegherii construcțiilor hidrotehnice. Se utilizează instrumentele proprii hidrometriei și meteorologiei.

Nivelul apei din lac și debitele afluente și defluente sînt controlate printr-un sistem de limnigrafe. Se dispun telelimnigrafe în zona amonte a remuului lacului, în zona prizei și la baraj. Camera limnigrafelor se prevede de obicei într-o nișă a galeriei de la ultimul nivel din baraj. În plus, pe paramentul amonte se mai dispun mire simple și repere de nivel, care pot fi urmărite cu ușurință.

Temperatura aerului se măsoară cu termometrele utilizate în meteorologie. Temperatura apei la diferite adîncimi se măsoară fie cu teletermetre mobile, legate de un cablu gradat, fie cu teletermetre montate pe paramentul amonte al barajului.

Radiația solară se măsoară cu heliografe, aparate utilizate frecvent în meteorologie.

459

538

17. Măsurători geodezice

Măsurătorile de microtriangulație permit supravegherea deplasărilor produse pe cele trei direcții din spațiu a unor repere montate pe baraj sau în terenul înconjurător. Prin vizări repetate se măsoară de la minimum două stații schimbarea poziției reperelor de pe paramentul aval al barajului și de pe versanți. Stațiile din care se duc vizele sînt astfel dispuse încît între acestea se formează triunghiuri, urmărindu-se ca unghiurile de viză să fie cît mai mari. Cu cît numărul stațiilor este mai mare cu atît se mărește și precizia măsurătorilor, creîndu-se noi posibilități de control.

Poziția bornelor din rețeaua de microtriangulație se determină cu ajutorul teodolitului și a firelor de invar. Se măsoară în primul rînd un aliniament situat în afara zonei de influență a barajului, care devine baza rețelei de microtriangulație. Pornind de la această bază se determină poziția bornelor din rețea, și de la borne poziția reperelor montate pe parament și pe versanți.

În figura 20-8 se prezintă schema triangulației de la barajul *Strîmtori-Firiza* [5]. Patrulaterul realizat cuprinde vîrfurile *I—IV* materializate prin pilaștri de beton,

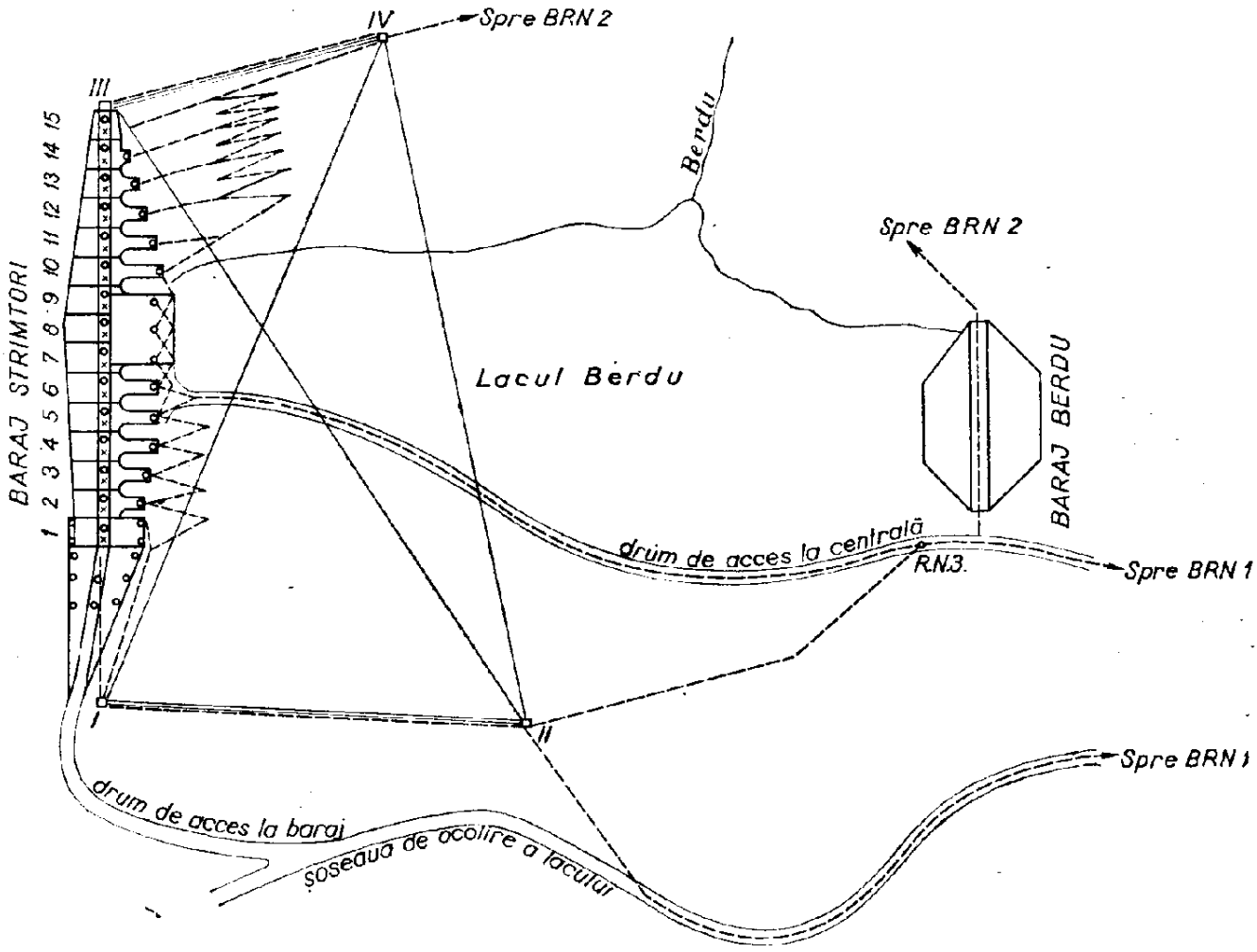


Fig. 20-8. Rețeaua de măsurători geodezice de la barajul Strîmtori.

punctele *II* și *IV* fiind bornele de viză pentru urmărirea reperelor de pe baraj. Terenul este astfel amenajat încît să permită măsurarea directă a celor două baze de pe versanți, *I—II* și *III—IV*. Poziția punctelor patrulaterului este controlabilă și prin două repere de orientare îndepărtate.

Pentru a avea o imagine cît mai completă asupra deformațiilor, este bine să existe 3 ... 4 repere pe un plot, primul rînd fiind situat sub coronament. În ploturile în care sînt montate pendule numărul de repere se poate spori pentru a putea compara măsurătorile geodezice cu cele pendulare.

Ca aparate se folosesc teodolite de precizie (de obicei Wild 3), înzestrate cu instalație de centrare automată precum și cu mirele necesare. Precizia măsurătorilor este $\pm$ 0,25 mm la o distanță de viză de 100 m.

Nivelmentul de precizie urmărește determinarea cotelor unor puncte semnificative, în care se instalează repere de nivelment. Măsurarea constă în vizarea cu ajutorul unei nivele de precizie (Wild N_3 sau Zeiss) a mirei de invar care se așază pe reper.

Traseul pe care se efectuează nivelmentul trebuie astfel ales încît accesul să fie cît mai ușor și pe cît posibil să folosească puncte din rețeaua de microtriangulație. Se plantează repere atît în punctele accesibile ale coronamentului și versanților, cît și în interiorul barajului, în galerii, atunci cînd acestea există. Se urmăresc 1 ... 2 repere pe fiecare plot. Reperele de la care pornește traseul trebuie să fie situate la distanțe cît mai mari de baraj și fundate pe teren sănătos, pentru a constitui punctele fixe ale rețelei.

Astfel la barajul *Strîmtori* (fig. 20-8) reperele de plecare sînt *R. N. 3*, amplasat pe rocă, și *BRN 1* și *BRN 2*, materializate prin borne de beton fundate pe rocă. Reperele urmărite sînt plantate cîte două în fiecare plot, unul pe coronament și unul pe paramentul aval la nivelul terenului. Sînt cuprinse în traseul de nivelment și reperele plantate în pilaștrii sistemului de microtriangulație și pe coronamentul barajului aval *Berdu*.

Precizia unei măsurători executate cu nivela de precizie este de 0,01 mm la 8 m depărtare, iar la o distanță de nivelment de 1 km, observată dus și întors, se poate atinge o precizie medie de altitudine de $\pm$ 0,4 mm.

Măsurătorile de aliniament urmăresc de obicei deplasările orizontale amonte-aval ale unor puncte de pe coronamentul barajului. Măsurătoarea se face prin vizarea unor repere situate pe coronament din niște puncte fixe, situate în afara barajului, pe versanți. Se verifică dacă punctele coronamentului se mai găsesc în aliniamentul stațiilor fixe. De obicei punctele fixe sînt constituite din borne de beton fundate pe rocă. Reperele de aliniament sînt de două categorii: *fixe*, în care caz deplasarea se determină prin măsurarea de unghiuri, și *mobile*, în care caz deplasarea se determină direct.

În cazul exemplului din figura 20-8 reperele de urmărire a deplasărilor orizontale sînt montate cîte unul în fiecare plot, pe aliniamentul *I—III*. Măsurătorile de aliniament se fac ușor și rezultatele se obțin repede.

Deplasările reperelor de microtriangulație, nivelment și aliniament se calculează din diferența dintre o citire oarecare și prima citire efectuată imediat după instalarea lor, citire care dă poziția inițială a reperelor.

Măsurătorile geodezice impun plantarea de borne şi repere. Bornele sînt stîlpii de marcare construiţi din beton armat sau piatră cioplită de formă paralelipipedică, iar reperele sînt semnele de marcare din metal, lemn (cele mobile) sau din sticlă care se pot fixa pe borne, pe coronament, pe paramente sau chiar pe aparate. Atît bornele cît şi reperele sînt de diferite forme şi dimensiuni, în funcţie de poziţia şi rolul lor în planul general de măsurători.

Un rol important îl joacă bornarea staţiilor fixe. Pentru amplasarea lor se urmăreşte ca:

— staţia fixă să fie pozată pe rocă sănătoasă, nesupusă deformaţiilor şi la minimum 50 m depărtare de piciorul aval al barajului;

— reperele de pe baraj să apară sub unghiuri cît mai mari;

— locul să fie accesibil legării de punctele topografice ale regiunii.

La fiecare staţie fixă se prevede ridicarea unei borne din beton armat sau piatră de 50 × 50 cm secţiune şi cu înălţimea de 1,20 m. Fundarea se face pe rocă şi în orice caz sub adîncimea de îngheţ. Bornele servesc fie ca reazeme pentru aşezarea teodolitelor, fie ca puncte de vizare pentru celelalte staţii, în care caz se aşază pe borne repere de vizare. În acest scop la mijlocul bornei se betonează o piesă de bronz prevăzută cu un dispozitiv pentru centrarea teodolitului sau mirei (fig. 20-9). Pentru a-i fixa poziţia verticală, la montarea dispozitivului de centrare se utilizează o nivelă mobilă.

Diferite tipuri de repere pentru vizare sînt prezentate în figura 20-10, *a*. Reperele fixe de pe parament sînt confecţionate din metal sau sticlă şi betonate în punctele stabilite. Vederea axonometrică a unui astfel de reper este prezentată în figura 20-10, *b*. Pentru o mai bună depistare ele se încercuiesc de obicei cu un inel concentric, cu diametrul interior de 25 cm vopsit în roşu. Reperele de

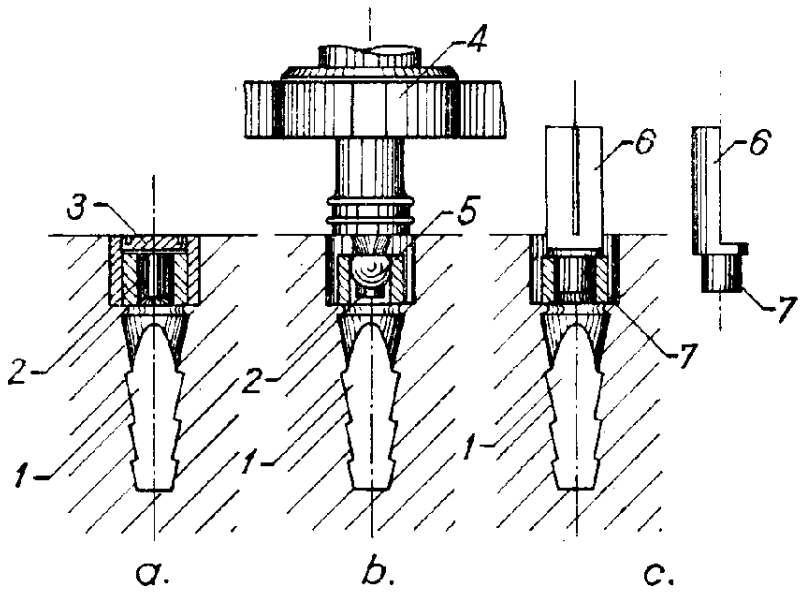


Fig. 20-9. Dispozitiv de centrare a teodolitului sau a mirei:
a — poziţia pe bornă; *b* — cu teodolitul centrat; *c* — cu mira centrată; 1 — corp de bronz; 2 — locaş de centrare; 3 — capac de protecţie; 4 — teodolit; 5 — piciorul teodolitului; 6 — mină; 7 — piciorul mirei.

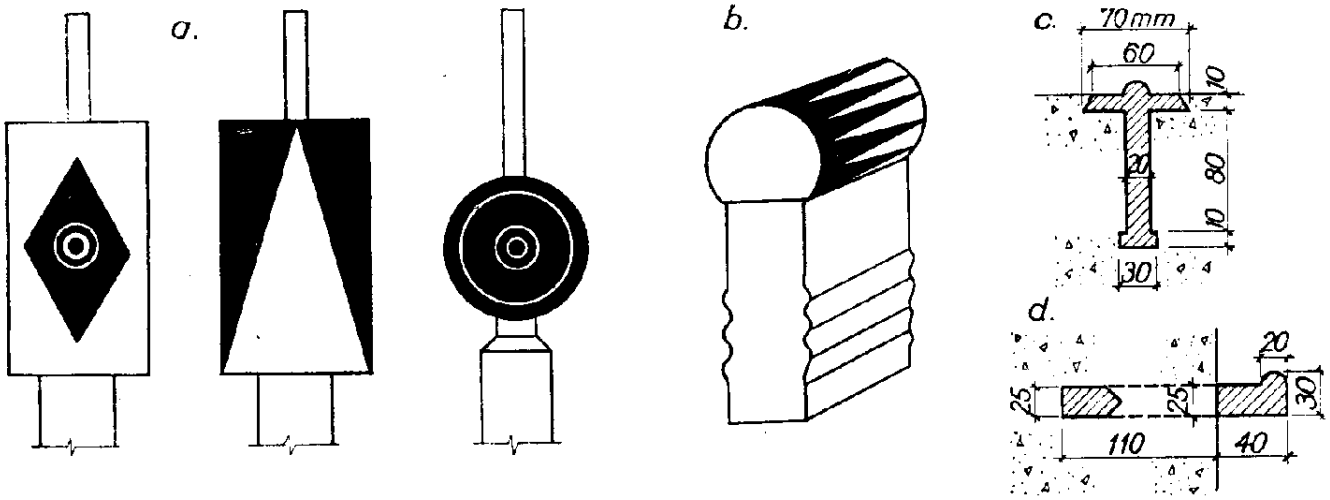


Fig. 20-10. Repere de triangulație și nivelment:
a — mobile; *b* — de parament; *c* — de nivelment, plantate pe suprafețe orizontale; *d* — de nivelment, plantate pe suprafețe verticale.

nivelment, confecționate din metal sînt de asemenea betonate. Constructiv ele diferă după cum sînt plantate pe suprafețe orizontale (fig. 20-10, *c*), sau pe suprafețe verticale (fig. 20-10, *d*).

18. Măsurători cu pendule

O instalație de pendul este alcătuită pe principiul firului cu plumb. Ea se compune dintr-un fir de oțel, dispozitive pentru suspendarea și fixarea intermediară a firului, o greutate și un aparat de citire (fig. 20-11). Punctul de suspendare se alege la un nivel cît mai ridicat în profilul barajului, de obicei la coronament, iar măsurarea deplasărilor se face la un nivel cît mai coborît, în zona de fundație sau chiar sub talpa barajului. Se pot supraveghea în acest fel deplasările maxime ale plotului respectiv.

Pendulul prezentat în figura 20-11 este dus în roca de bază, permițînd și supravegherea mișcărilor fundației. Firul de oțel *1* este suspendat în *2* și are pe parcurs dispozitivele pentru fixare intermediară *3*, pentru a putea indica deplasările suferite de baraj la diverse niveluri. La partea inferioară se află greutatea *5* și dispozitivul de citire *4*.

Pentru măsurarea deplasărilor în plan a firului pendulului în punctul de măsură se pot utiliza mai multe metode.

— Prin metoda optică se determină poziția momentană a firului, prin citire la lunetă pe rigla gradată (fig. 20-11, *b*). În procedeul american citirea se face prin intermediul unui microscop, care poate fi deplasat cu ajutorul unui șurub pe cele două glisiere gradate milimetric. Precizia de citire este de 0,025 mm. Coordiscopul *Huggenberger* [8] este un instrument optic care poate fi așezat la diverse niveluri, corespunzătoare punctelor intermediare de fixare. Aparatul cuprinde de asemenea un microscop, care se fixează pe o placă suport care îi permite rotirea cu 90°. În acest fel pentru fiecare punct de măsură este necesar un singur punct de așezare. Marja de măsură este de 100 mm iar precizia de 0,05 mm. Aparatul permite și măsurarea deplasărilor pe verticală. În procedeul italian (aparatul *Galileo*) imaginea firului de oțel este transmisă prin două prisme la ocularul de observație.

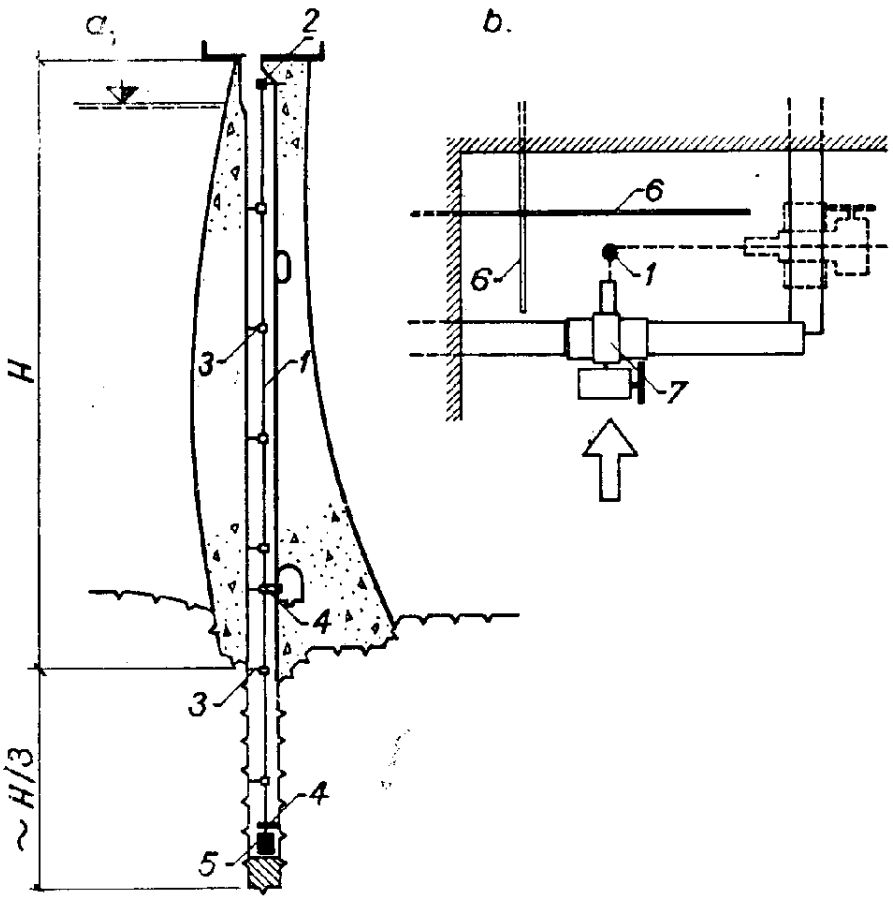


Fig. 20-11. Schemă de dispunere a pendulului:
a — secțiune transversală; *b* — dispozitiv de citire; *1* — firul pendulului; *2* — punct de suspendare; *3* — fixare intermediară; *4* — dispozitiv de citire; *5* — greutate; *6* — riglă gradată; *7* — lunetă de vizare.

— La metoda reperelor fixe instalația este asemănătoare cu cea prezentată în figura 20-11, *b*. Diferența constă în faptul că tijele pe care se mișcă instrumentele de citire nu sînt încastrate în beton, ci în timpul citirii se fixează în socluri metalice betonate. Citirea se face chiar pe tije.

— La metoda măsurătorilor oblice dispozitivul de citire este format din două riglete gradate ale căror extremități sînt tăiate la 45° (fig. 20-12) [9]. Pentru fixarea poziției pendulului se culisează fiecare rigletă, care se deplasează înaintea unui vernier fix, astfel ca partea oblică a rigletei să ajungă în contact cu firul. Citirea se face cu ajutorul vernierului pe ambele riglete.

— Coordimetrul *Huggenberger* permite ca deplasarea firului pendulului să fie indicată automat, printr-un dispozitiv mecanic, precizia măsurătorii fiind independentă de observator [8]. Alcătuirea pendulului echipat cu coordimetru este prezentată în figura 20-13, *c*. Coordimetrul propriu-zis (fig. 20-13, *a*) se compune din două pîrghii *1*, unite printr-o bară de invar *2*, prinse prin lagăre rotative *3* și terminate la celălalt capăt printr-un vernier *4*, cu o precizie de citire de 0,05 mm. Deplasările pîrghiilor se citesc pe scalele *5*. Greutatea *6*, de cîteva grame, prinsă prin scripetele *7*, imprimă pîrghiilor o presiune constantă, încît acestea urmează automat mișcările firului pendulului *8*. Instrumentul este montat într-o cutie metalică

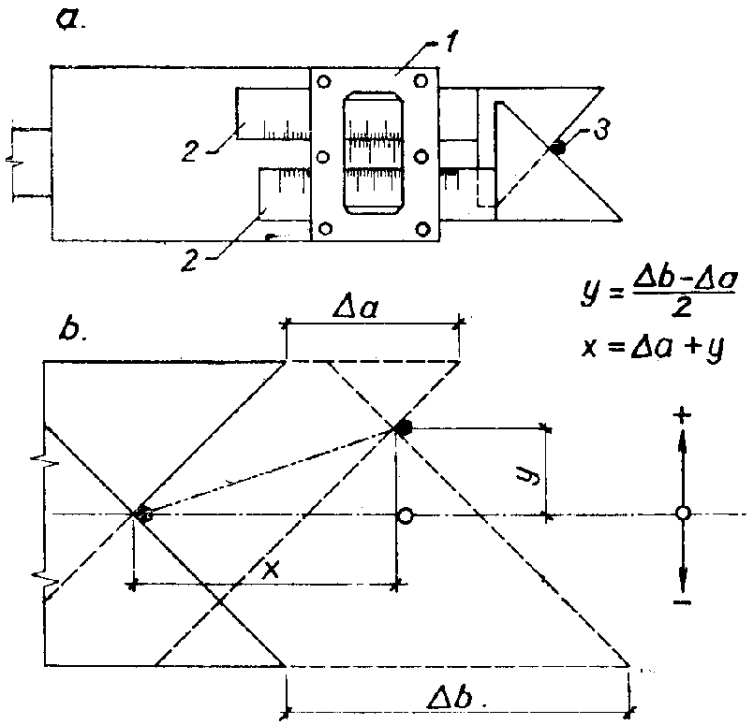


Fig. 20-12. Dispozitiv de citire prin măsurare oblică:

a — alcătuire constructivă; *b* — schema de calcul a deplasărilor; *1* — vernier; *2* — rigletă; *3* — firul pendulului.

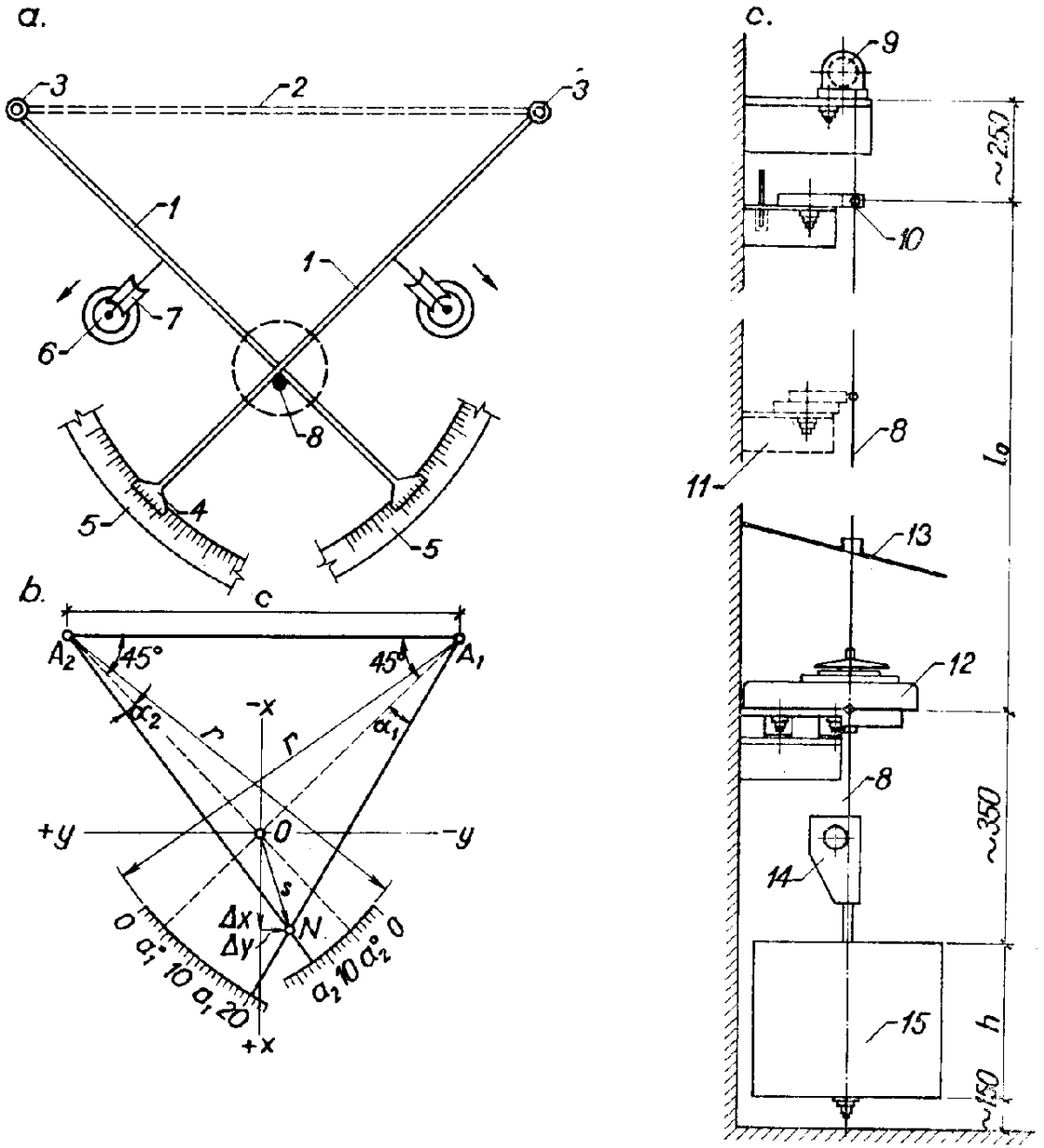


Fig. 20-13. Pendul echipat cu coordimetru Huggenberger:

a — schema aparatului; *b* — principiul de măsurare; *c* — alcătuirea pendulului; *1* — pirghie; *2* — bară de invar; *3* — lagăr; *4* — vernier; *5* — scală gradată; *6* — greutate; *7* — scripete; *8* — firul pendulului; *9* — dispozitiv de suspendare; *10* — punct de prindere; *11* — prindere intermediară; *12* — coordimetru; *13* — acoperiș de protecție; *14* — guseu; *15* — greutatea pendulului.

etanșă, prevăzută cu ferestre de citire. Principiul de măsură este arătat în figura 20-13, *b*. La montare, pîrghiile arătătoare se află în poziția de zero a_1^0 și a_2^0, în care formează cu bara *c* unghiuri de 45°. Dacă firul se deplasează în *N*, coordimetrul indică mărimea deplasării $s = ON$. Componentele x și y ale acestei deplasări sînt date de [8]:

$$x = \frac{c}{2} \frac{r(a_1 + a_2) + 2a_1a_2}{r^2 - a_1a_2}, \quad (1)$$

$$y = \frac{c}{2} \frac{r(a_2 - a_1)}{r^2 - a_1a_2}. \quad (2)$$

Ca ordin de mărime componenta x depășește cu mult valoarea componentei y. Domeniul de măsură este de 30 mm pe direcția x și 20 mm pe direcția y.

Alte tipuri de pendule directe sînt pendulul *Juillard*, la care citirea se face cu măsurători oblice și pendulul simplu *Metra-Frič*, la care principiul de măsurare și schema de funcționare sînt asemănătoare cu cea a pendulului Huggenberger [9].

În afara pendulelor directe în ultimul timp se folosesc tot mai mult pendule inverse cu plutitor. Ele permit supravegherea eventualelor deplasări relative ale terenului de fundație în raport cu corpul barajului.

Schema unui pendul invers cu plutitor reiese din figura 20-14. Într-un puț forat din galeria de picior a barajului se introduce o tubație metalică, legată etanș la partea superioară de un cilindru metalic. În interiorul cilindrului și tubației se menține apă. Firul de oțel al pendulului este fixat la partea inferioară de o contragreutate, iar la partea superioară este legat de un plutitor aflat în cilindrul metalic. Plutitorul are la partea superioară un dispozitiv de prindere a unei rigle gradate, la care se citesc observațiile la masa de citire. Aparatele de măsură — asemănătoare cu cele folosite la pendulele directe — sînt fixate de pereții puțului și se mișcă odată cu plotul. Se măsoară deci deplasările plotului față de firul care rămîne fix. Adîncimea forajelor merge la 20 ... 30 m sub fundație. Poziția lor trebuie să fie obligatoriu verticală, altfel firul pendulului atinge marginea tubației.

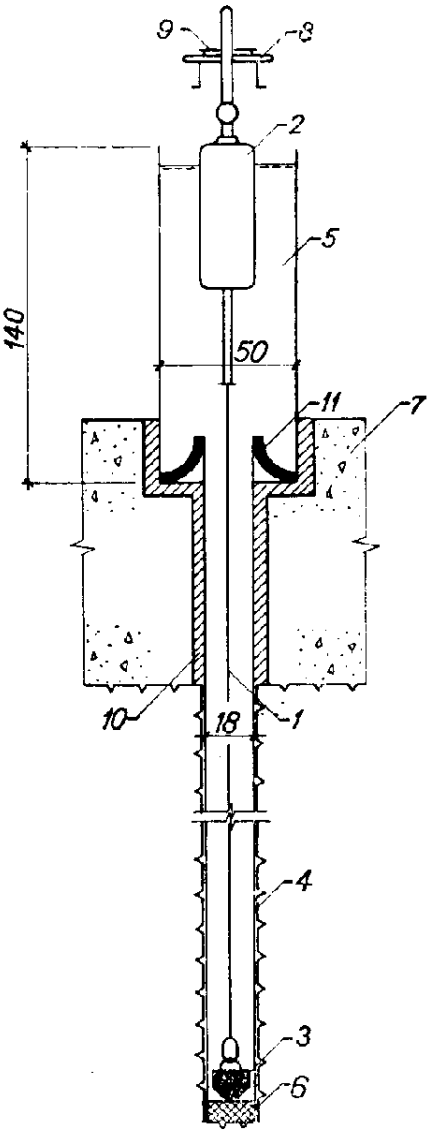


Fig. 20-14. Pendul invers cu plutitor:
1 — firul pendulului; *2* — plutitor; *3* — contragreutate; *4* — tubație metalică; *5* — recipient; *6* — dop de beton; *7* — baraj; *8* — masă de măsurare; *9* — înregistrator; *10* — mortar de ciment; *11* — garnitură.

19. Măsurarea deformațiilor rocii

Supravegherea deformațiilor rocii de fundație se face cu ajutorul unor aparate de tipul telerocmetrelor. Telerocmetrul este un dispozitiv care transmite la punctul de măsură deplasarea rocii de la adîncime prin intermediul unor tije speciale.

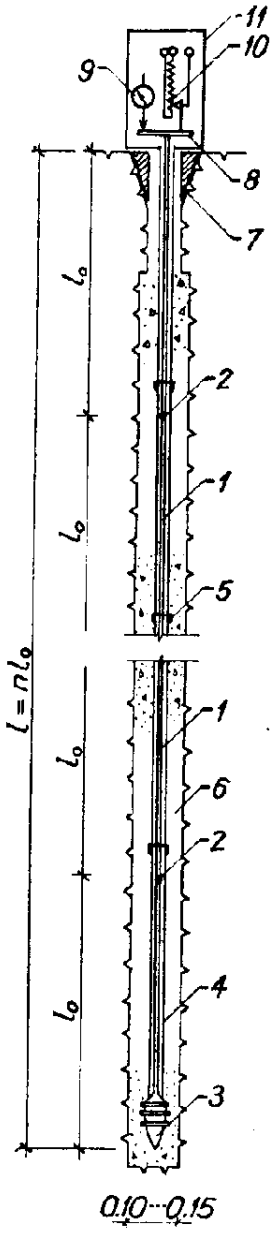


Fig. 20-15. Telerocmetru:
1 — tijă metalică; *2* — ştift; *3* — ancorare; *4* — tub de material plastic; *5* — mufă; *6* — mortar de ciment; *7* — cap de montaj; *8* — cap de măsură; *9* — deflectometru; *10* — potenţiometru; *11* — cămaşă de protecţie.

În figura 20-15 se dă schema unui astfel de aparat. Tijele sînt alcătuite din oţel special cu tronsoane de 3,30 m. Cuplarea lor se face cu ştifturi iar protecţia se asigură cu un tub de material plastic îmbinat cu mufe. La exterior, între tubul de plastic şi peretele forajului se injectează mortar de ciment. Se realizează blocarea zonei de ancorare, care prin nervurile prevăzute se mişcă solidar cu roca, restul tijei deplasîndu-se liber în tubul de protecţie. La capătul superior al telerocmetrului se prinde capul de montaj prin care pătrunde tija legată de capul de măsură. Cu ajutorul deflectometrului se fac măsurătorile care indică deformaţia fundaţiei. Pentru transmiterea şi înregistrarea deformaţiilor la un centru de măsură se prevede un potenţiometru *Gerber*, legat de capul de măsură. Aparatajul este protejat de o cămaşă de protecţie, prevăzută cu ferestre de citire.

Funcţie de tipul de telerocmetru poate exista o singură tijă de măsură sau mai multe, în care caz se poate determina deformaţia la adîncimi intermediare în cadrul aceluiaşi foraj. Orientarea forajelor trebuie făcută funcţie de geologia terenului şi de direcţiile semnificative în supravegherea ansamblului baraj-fundaţie. În ultima vreme există tendinţa de realizare a unor foraje de mare adîncime, astfel ca ancorarea la rocă a tijei să se facă în zona neafectată de prezenţa barajului. Se determină în acest fel deplasările absolute ale plotului în raport cu tija rămasă fixă, eliminînd sau dublînd în acest fel măsurătorile geodezice.

20. Mişcările rosturilor

Supravegherea deplasărilor relative ale unui rost se face în mod curent prin măsurători deformetrice care se pot executa cu şuruburi micrometrice (fig. 20-16, *a*), microcomparatoare sau deformetre *Huggenberger* (fig. 20-16, *b*), sau cu bara de invar cu micrometru (fig. 20-16, *c*) atunci cînd este necesară sporirea bazei de măsură.

În toate cazurile se măsoară distanţa între două scoabe sau bolţuri deformetrice betonate de o parte şi de alta a rostului. Raportînd citirile faţă de citirea iniţială se evidenţiază mişcarea rostului.

În afară de mişcarea rosturilor, măsurătorile cu deformetrul urmăresc evoluţia fisurilor. Cînd este observată o fisură, de o parte şi de alta a acesteia se betonează bolţuri pentru deformetru şi se fac măsurători.

Deformetrul *Huggenberger* [8] se compune din două bare de invar cu profil U pentru rigiditate, legate între ele prin două lame elastice, astfel încît să fie per-

misă doar deplasarea longitudinală (fig. 20-17). Capetele de prindere se fixează pe bolțurile deformetrice înregistrînd modificarea Δl a bazei de măsură. Citirea se face la comparator care este fixat de una din bare și are palpatorul legat de opritorul montat pe bara a doua. Domeniul de măsurare este de 5 mm, iar precizia măsurătorilor este de 1/1 000 mm.

Clemele dilatometrice tip *Cach* [9] permit măsurarea pe trei direcții a deplasărilor dintre două ploturi vecine rostului. Ele sînt alcătuite din două scoabe betonate de o parte și de alta a rostului, care au cap semipătratic; cele două jumătăți ale cubului sînt poziționate cu fețele diagonale paralele la 2 cm distanță (fig. 20-18). Măsurarea se efectuează cu ajutorul unui șubler cu vernier, cu precizia de 0,1 mm. Sînt indicate în cazul barajelor de greutate unde, pe lîngă închiderile și deschiderile de rosturi, pot apărea și tasări neuniforme ale rocii de fundație.

Cînd se urmărește mișcarea rostului în interiorul corpului barajului și nu numai la paramentul aval, se utilizează teledilatometrul *Huggenberger* [8]. În principiu, el se compune din două cadre metalice, unul prins la camera terminală de la care pleacă cablul de măsură, celălalt legat la o calotă filetată care se înșurubează în manșonul betonat în rost, în plotul campion. Două plăcuțe articulate la cele două cadre dau posibilitatea de deplasare numai în sens longitudinal (fig. 20-19).

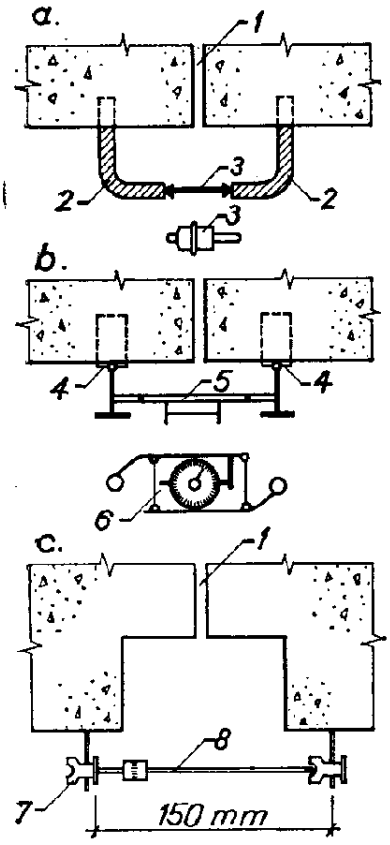


Fig. 20-16. Măsurarea deschiderii rosturilor de dilatație:
a — cu șurub micrometric; *b* — cu deformetru; *c* — cu bara de invar cu micrometru; *1* — rost; *2* — scoabe; *3* — șurub micrometric; *4* — bolț deformetric; *5* — microcomparator; *6* — deformetru; *7* — reper; *8* — bară de invar.

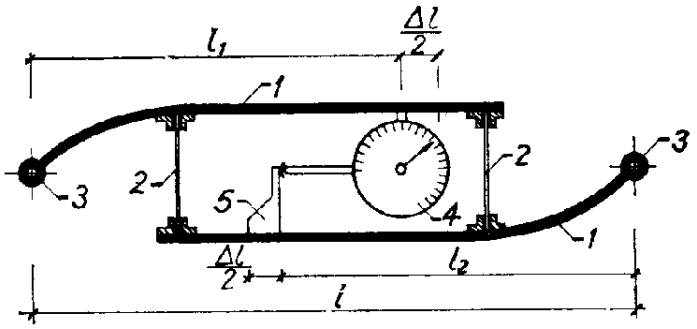


Fig. 20-17. Deformetru Huggenberger:
1 — bară de invar; *2* — lamă elastică; *3* — cap de prindere; *4* — microcomparator; *5* — opritor.

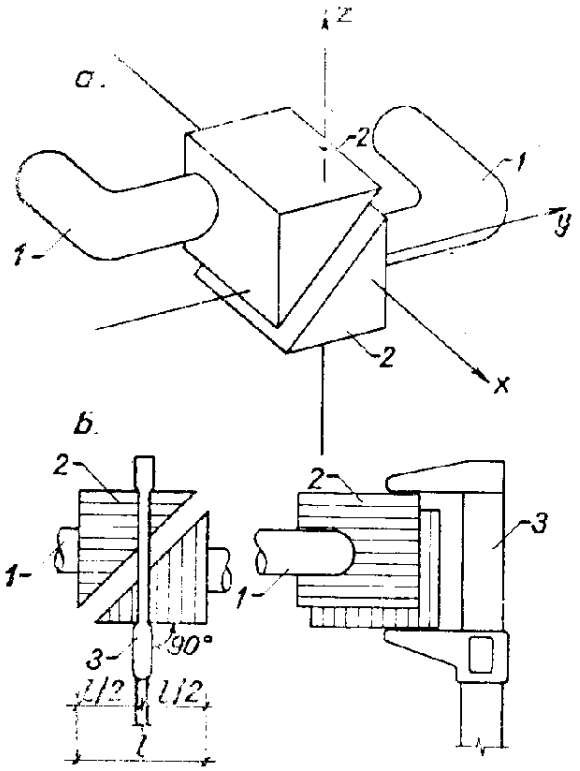


Fig. 20-18. Cleme dilatometrice Cach:
a — vedere axonometrică; *b* — executarea măsurării; *1* — scoabe; *2* — cleme cu cap semipătratic; *3* — vernier.

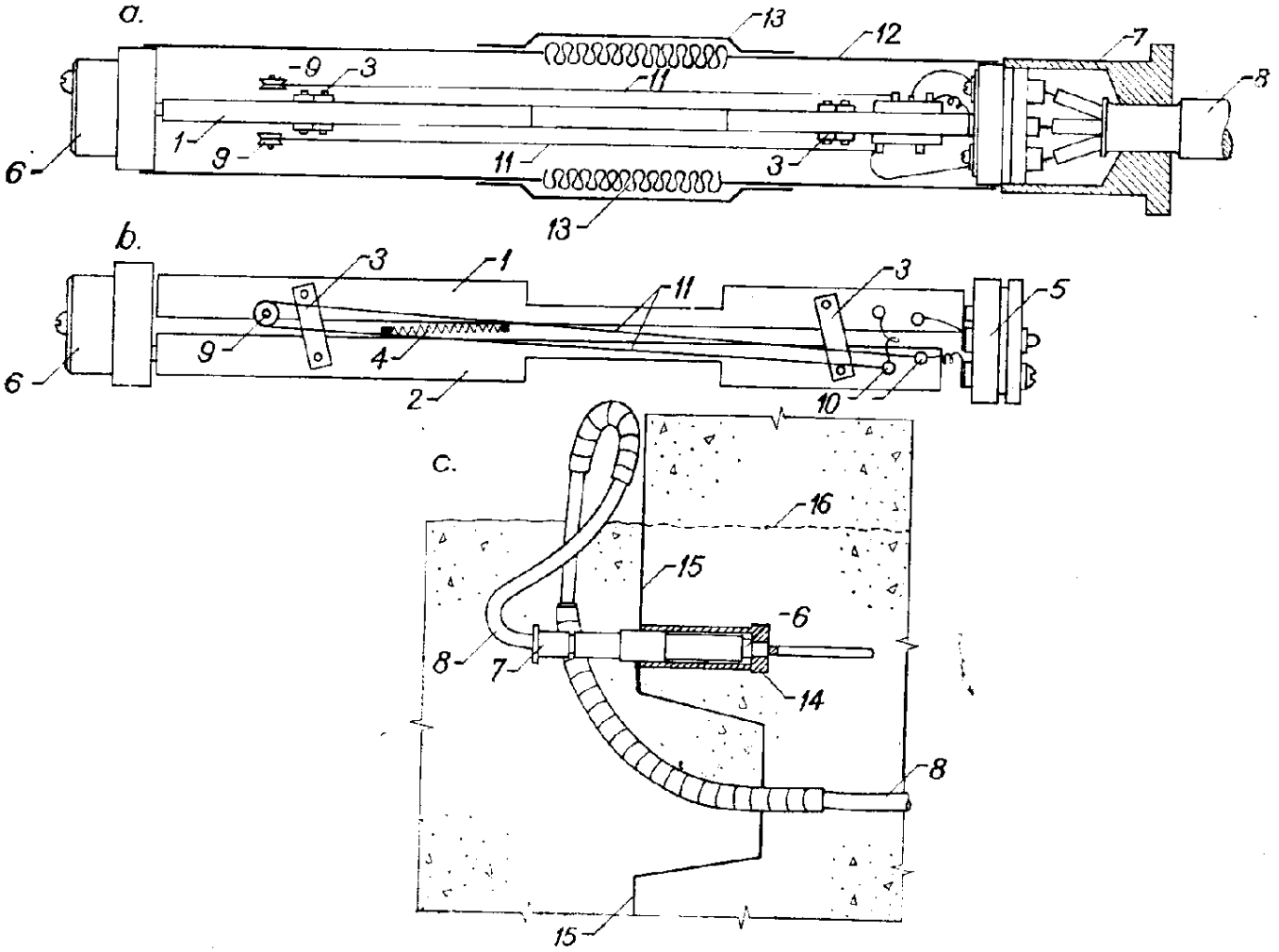


Fig. 20-19. Teledilatometru Huggenberger:
a — vedere în plan ; *b* — vedere laterală; *c* — detaliu de betonare; *1* — cadru metalic solidar cu capătul de legătură la cablu; *2* — cadru metalic solidar cu capătul betonat; *3* — plăcuță; *4* — resort; *5* — borne; *6* — capotă filetată; *7* — cap de protecție; *8* — cablu; *9* — rola bobinei; *10* — borna bobinei; *11* — rezistență; *12* — teacă de protecție; *13* — manșon; *14* — cap betonat; *15* — rost permanent; *16* — rost de construcție.

Între cadrele mobile se înfășoară o bobină pe rolele de porțelan prevăzute în acest scop. Variația caracteristicilor electrice ale bobinei, cauzată de mișcarea rostului, este înregistrată în punctul de măsură la care conduce cablul electric. Funcție de etalonare se determină deplasarea produsă.

La betonare (fig. 20-19, *c*) se fixează mai întîi manșonul în care se înfiletează aparatul cu ajutorul calotei. Se face legătura la cablul de măsură și se poate betona apoi lamela vecină. În acest fel fiecare din cadrele mobile este solidar cu unul din ploturi. Poziția de montare este de obicei la 15 cm sub rostul de lucru. Aparatul are domeniul de măsură de + 5 mm ... — 0,8 mm, iar precizia este de 0,01 mm.

21. Măsurarea înclinărilor

Rotațiile sau înclinările unor suprafețe din corpul barajului se măsoară cu ajutorul clinometrelor. Este indicat ca punctele de măsurare ale înclinărilor să fie amplasate în galerie sau în puțuri, în interiorul barajului, pentru ca rezultatele să nu fie influențate de deformațiile locale, provocate de variațiile de temperatură sau de intemperii. Clinometrele pot fi cu oglindă sau cu nivelă cu bulă de aer.

Clinometrele cu oglindă sînt folosite în practica americană [9]. O lunetă cu sursă luminoasă fixată de peretele galeriei de vizitare este dirijată spre oglinda de mercur a unui recipient. Raza este reflectată pe un cadran gradat fixat de asemenea în galerie. Unghiul de înclinare al suprafeței se citește pe cadran, nivelul orizontal de referință fiind constituit de oglinda de mercur.

Dintre clinometrele cu nivelă cu bulă de aer, cel mai răspîndit este clinometrul *Huggenberger* (fig. 20-20). Nivela este prinsă solidar pe o tijă suport articulată față de bara de bază prevăzută cu scaun de așezare. Tija este menținută în poziția inițială de un resort care compensează jocul și mersul în gol. Reglarea orizontali-

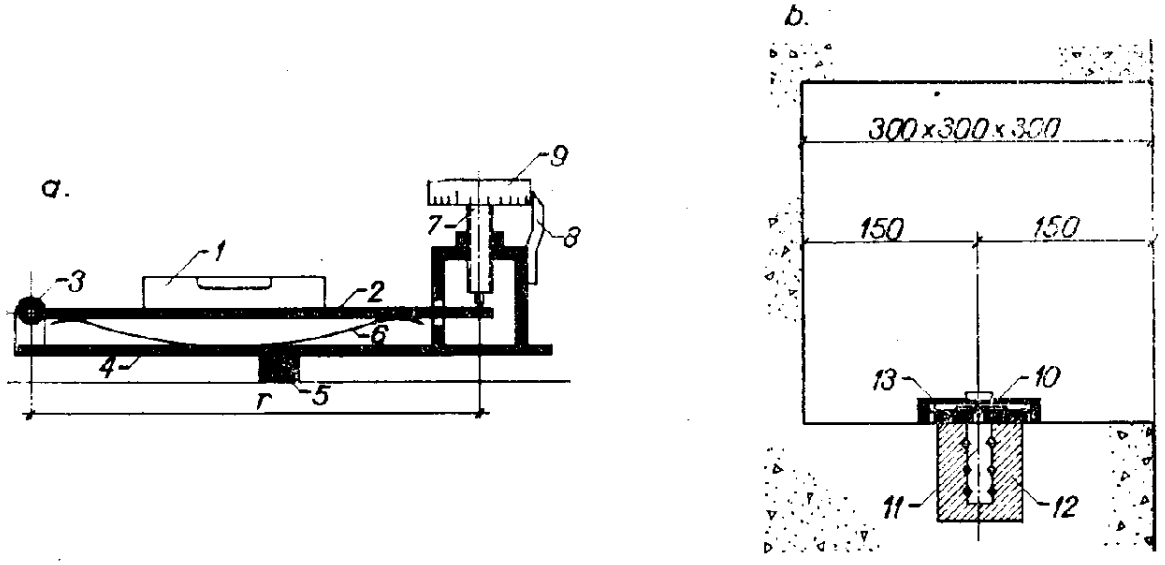


Fig. 20-20. Clinometru Huggenberger:
a — schema aparatului; *b* — mod de dispunere; *1* — nivelă; *2* — tijă suport; *3* — articulație; *4* — bară fixă; *5* — scaun de așezare; *6* — resort; *7* — șurub micrometric; *8* — indicator; *9* — tambur de citire; *10* — disc; *11* — tijă betonată; *12* — mortar de ciment; *13* — capac.

tăţii planului tijei, iniţial paralel cu planul barei de bază, se face cu ajutorul unui şurub micrometric, prevăzut cu indicator şi tambur de citire. Cînd bula se plasează între repere se citeşte la şurubul micrometric rotirea planului de bază. Distanţa dintre două diviziuni corespunde unei înclinări de 1″. Domeniul de măsură este $\pm 3°$.

În figura 20-20, *b* este prezentat discul de aşezare al clinometrului. Pe disc sînt prevăzute bucşe pentru aşezarea clinometrului în două poziţii perpendiculare. Baza de aşezare este relativ mică (73 mm), astfel că sistemul se foloseşte în cazul cînd rotaţiile sînt mari sau cînd nu se pune accentul pe determinarea deformaţiilor locale. Pentru determinarea deformaţiilor locale se folosesc clinometre cu baze de aşezare mai mari, construite din bare metalice, cu distanţa între punctele de sprijin de 100 cm.

Metoda de măsurare este simplă şi independentă de momentul măsurătorii, de temperatură şi de locul unde se face. În schimb se cere o atenţie foarte mare şi o precizie a citirilor.

22. Măsurarea tasărilor

Se urmăresc tasările care se produc în corpul barajelor de pămînt sau de piatră, supravegheate pentru a avea evidenţa stabilităţii umpluturii.

Pentru măsurarea tasării umpluturilor s-au imaginat diverse dispozitive. Cel mai utilizat dintre ele este sistemul *U.S.B.R.* [10]. Instalaţia se compune dintr-o succesiune de tuburi verticale, dispuse alternativ, unele cu diametrul de 4 cm şi altele cu diametrul de 5 cm (fig. 20-21). Tronsoanele cu diametrul de 4 cm au o lungime de 90 cm, iar cele cu diametrul de 5 cm, de 1,20 m. La punerea în operă tuburile cu diametrul mai mic sînt introduse pe 30 cm la fiecare capăt în interiorul tuburilor mai mari. La jumătatea tronsonului fiecare tub de 4 cm este solidarizat de un profil metalic, care, fiind instalat în umplutură, îl obligă să urmărească mişcările masei de pămînt de la nivelul respectiv. Există în acest fel un punct legat de masa de pămînt la fiecare 1,50 m pe verticală.

Poziţia pe verticală a tronsoanelor tubaţiei se determină cu ajutorul unei sonde speciale (fig. 20-21, *b*), suspendată de o panglică de oţel gradată care se coboară în interiorul tubului. Sonda are un clichet care se agaţă la fiecare tronson de proeminenţa formată de partea inferioară a tubului de 4 cm respectiv. Agăţarea se verifică trăgînd uşor de panglica de suspendare şi constatînd că sonda nu poate fi ridicată. Citirea se face pe panglica gradată cu o precizie de 3 mm.

Un alt sistem folosit destul de frecvent este cel al tuburilor concentrice, prezentat în figura 20-22. La diverse cote se pozează în umplutură cîte o placă de beton armat, solidară cu un tub care ajunge la coronament sau pe taluz, în punctul de măsură. Tuburile au diametre din ce în ce mai mari spre zona superioară şi sînt concentrice. În cutia de măsură se poate determina cota fiecăruia dintre tuburi şi se obţine în acest fel imaginea tasărilor la diverse cote.

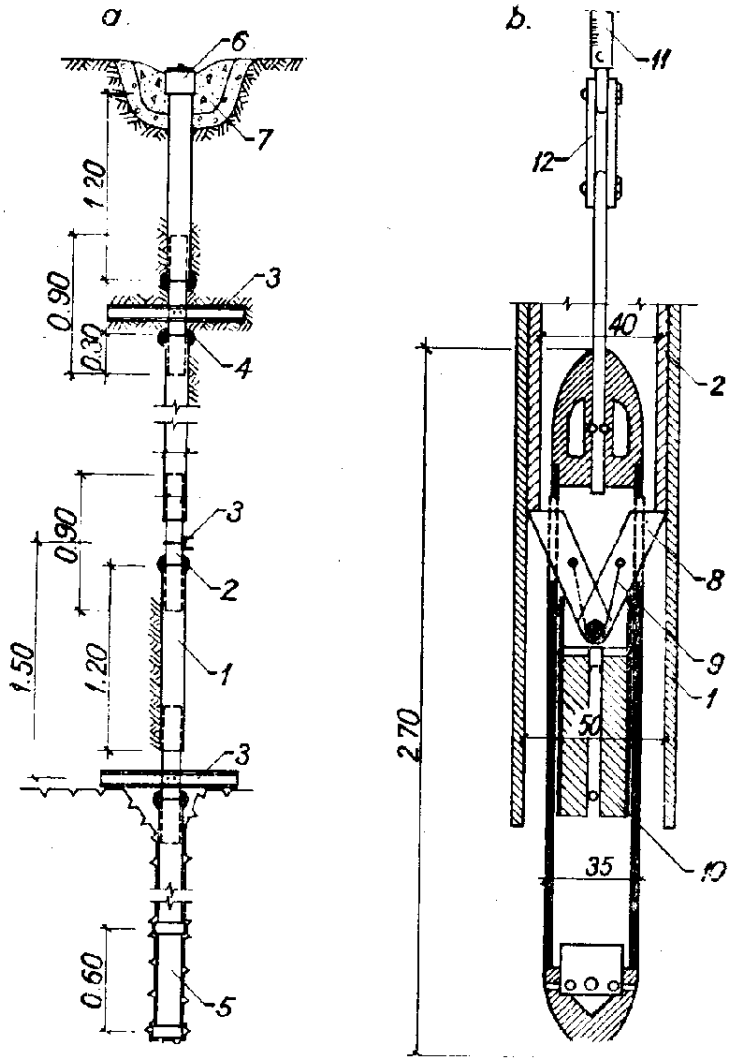


Fig. 20-21. Dispozitiv de măsurare a tasărilor:
a — alcătuire constructivă; *b* — sondă cu clichet; *1* — tub cu diametru 5 cm; *2* — tub cu diametru 4 cm; *3* — profil *U*; *4* — etanșare; *5* — tronson inferior; *6* — bușon; *7* — bloc de beton; *8* — clichet; *9* — resort; *10* — lest; *11* — panglică gradată; *12* — eclisă.

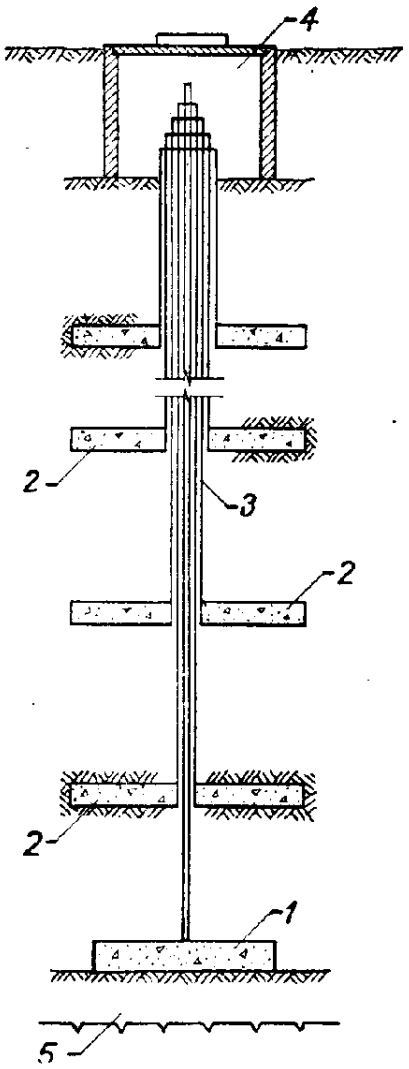


Fig. 20-22. Dispozitiv cu tuburi concentrice:
1 — bloc de fundare; *2* — placă de beton armat; *3* — tub metalic; *4* — cutie de măsură; *5* — strat aluvionar.

Deplasările prin alunecare ale taluzurilor barajelor de pămînt sau de piatră se măsoară cu sisteme identice cu cele pentru aliniament și nivelment. Sistemul de bornare și de plantare a reperelor este adecvat tipului de baraj — pămînt sau piatră.

23. Măsurarea temperaturilor interioare

Temperaturile din interiorul corpului unui baraj se măsoară cu diverse aparate, cele mai curent întrebuințate fiind termometrele cu rezistență electrică — așa-numitele teletermetre. Aparatele rezistive se bazează pe variația rezistenței ohmice a unui conductor electric, în funcție de temperatura sau de efortul la care este supus. Firul supus la variația de temperatură (sau de efort) se alungește sau se scurtează,

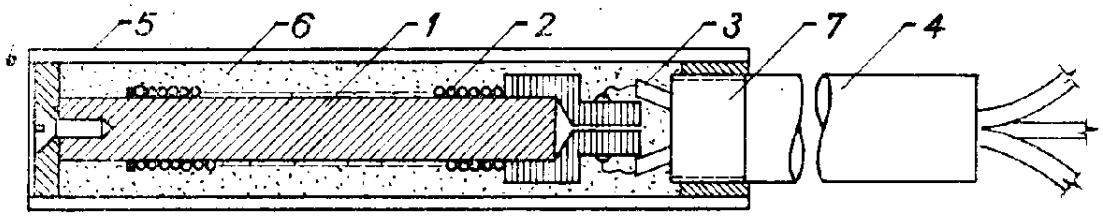


Fig. 20-23. Teletermetru rezistiv:
1 — dorn izolat; *2* — bobină; *3* — bornă; *4* — cablu; *5* — manșon exterior; *6* — umplutură; *7* — cap izolat.

ceea ce duce la o modificare a secțiunii și deci a rezistenței ohmice, dependentă liniar de deformațiile firului. Bazat pe acest principiu s-au construit aparate pentru măsurarea temperaturii, deformației și efortului în construcțiile de beton. Aceste aparate au avantajul unei construcții robuste. Dezavantajul lor constă în faptul că lungimi de cablu mai mari de 50 m influențează măsurătoarea și că în timp rezistența conductorilor se modifică [8].

Teletermetrul rezistiv *Huggenberger* [8] este prezentat în figura 20-23. El este alcătuit dintr-o bobină de sîrmă, înfășurată peste un dorn izolat. Bobina este protejată de un manșon exterior, iar în spațiul dintre bobină și manșon se introduce o masă de umplere. Cablul trece printr-un cap izolat în interior unde se leagă de bobină. Rezistența înfășurării este de circa 25 ohmi. Domeniul de măsurare este cuprins între — 20°C și + 100°C, cu sensibilitate de 0,1°C. Măsurarea rezistenței se face cu teleohmetrul.

Pentru măsurarea temperaturii din lacul de acumulare teletermetrul Huggenberger se plasează într-un manșon de protecție, închis la extremități cu o masă etanșă. Cablul este de asemenea etanșat.

La noi în țară a fost realizat un teletermetru rezistiv cu o construcție asemănătoare cu cea prezentată. Domeniul de măsură este de — 30°C ... + 70°C, cu o precizie corespunzătoare. Teletermetrele românești au fost utilizate la barajele *Izvorul Muntelui*, *Negovanu*, *Secul*, *Teliuc*, *Vidraru*, unde au dat rezultate comparabile cu cele date de teletermetrele Huggenberger.

În afară de termometrele construite pe principiul rezistenței electrice s-au construit termometre bazate pe principiul coardelor vibrante. Utilizarea lor în practică este mult mai redusă.

24. Măsurarea deformațiilor specifice

Pentru măsurarea deformațiilor specifice se utilizează extensometrele, bazate, după tipul de construcție, pe două principii:

— variația frecvenței unei coarde vibrante supusă la tensiuni variabile — *extensometrele electroacustice*;

— variația rezistenței electrice a unor pastile de cărbune sau fire de oțel supuse unei tensiuni variabile — *extensometrele rezistive* numite *teleformetre*.

Aparatele electroacustice măsoară deformațiile din corpul barajului prin înregistrarea variației numărului de oscilații a unui fir de sîrmă întins între două

cleme *1* (fig. 20-24). Coarda de măsură *2* este făcută să oscileze de electromagnetul *3*. Numărul de oscilații n depinde de efortul de tracțiune σ la care este supus firul. Între numărul de oscilații n, efortul σ și lungimea firului l există relația:

$$n^2 = c\,\frac{\sigma}{l} \tag{3}$$

în care c este constantă. Ținînd seama că $\sigma = E\,\varepsilon$ și că $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$ relația devine:

$$n^2 = K\,\Delta l, \tag{4}$$

în care $K = c\,\frac{E}{l}$ este o constantă dată a aparatului.

În aparatul de recepție *5* se află o coardă identică *6* care oscilează sub acțiunea unui electromagnet *7*, aflat în același circuit cu electromagnetul *3*. Cu ajutorul butonului *8*, prin levierul *11*, coarda *6* se alungește sau se scurtează astfel încît să dea același număr de vibrații cu coarda din extensometru.

Pentru reglarea acordării celor două coarde se utilizează procedeul acustic — bazat pe frecvența sunetului emis, mai puțin întrebuințat în prezent — sau procedeul optic electronic. Cu ajutorul unor amplificatori oscilațiile coardei se transformă în oscilații electrice care se transmit unui tub catodic *12*. Cînd cele două coarde oscilează simultan, fără să fie acordate, pe ecran apare o linie de formă eliptică, închisă *15*. În urma reglajului cu butonul *8* se aduce frecvența coardei din aparat la aceea a coardei din extensometru. La egalarea frecvențelor pe ecran apare

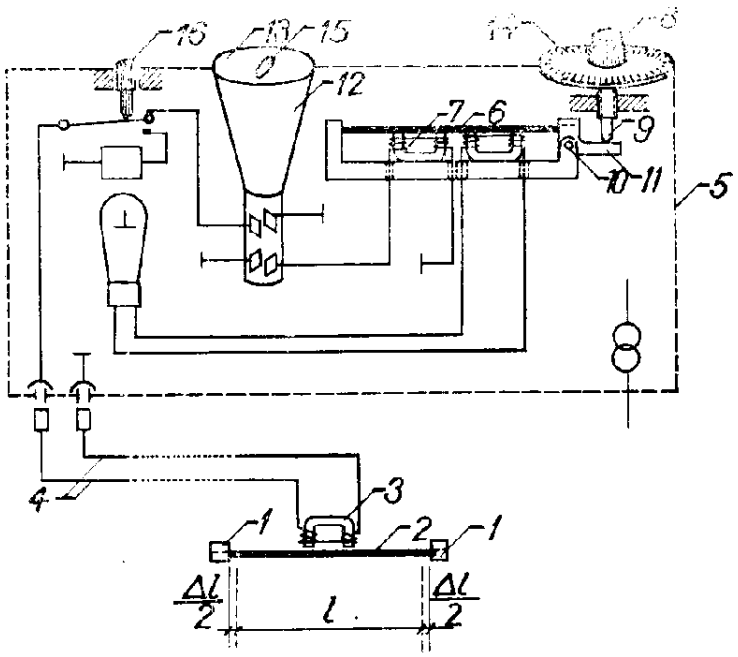


Fig. 20-24. Principiul unei măsurători cu coardă vibrantă:

1 — clemă; *2* — coardă; *3* — electromagnet; *4* — circuit electric; *5* — cutia aparatului; *6* — coardă etalon; *7* — electromagnet fix; *8* — buton de reglaj; *9* — cap mobil; *10* — articulație; *11* — levier; *12* — tub catodic; *13* — ecran; *14* — cadran gradat; *15* — indicație luminoasă; *16* — întrerupător.

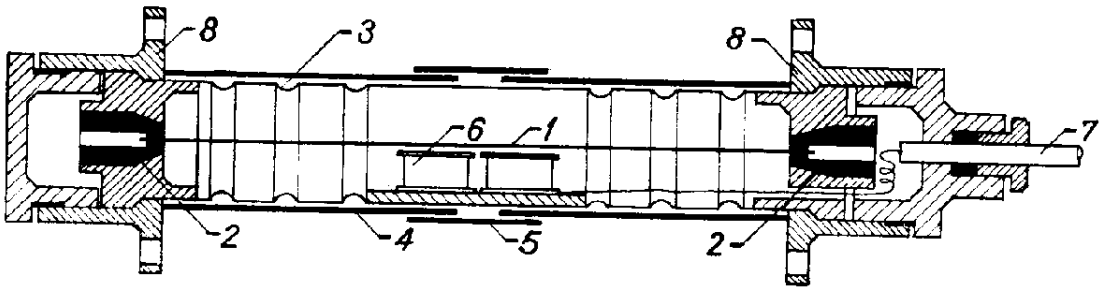


Fig. 20-25. Extensometru electroacustic tip Coyne:
1 — coardă; *2* — clemă; *3* — tub de cupru moale; *4* — cămașă etanșă; *5* — manșon; *6* — electromagnet; *7* — cablu; *8* — flanșe.

o linie luminoasă unică. Numărul de diviziuni citit pe cadranul *14*, amplificat cu constanta de etalonare, dă alungirea căutată.

Cele mai cunoscute și utilizate extensometre electroacustice sînt extensometrele *Coyne*, *Maihak* și *Bombcinski* [9].

Extensometrul *Coyne* (fig. 20-25) are clemele de prindere ale capetelor coardei și cei doi electromagneți montați într-un tub de cupru moale, prevăzut cu renuri, pentru a avea elasticitate în direcție axială la alungiri sau scurtări. La exterior aparatul are o cămașă etanșă, compusă din două corpuri îmbinate cu manșon. Flanșele capetelor tubului sînt prevăzute cu găuri, pentru a se putea prinde ușor de armătura de ancorare în beton. Baza de măsură este de 20 cm iar precizia variază între 0,25 și 0,075 mm [8].

La noi în țară *IRME*-ul a realizat primele extensometre electroacustice. Părțile componente și precizia sînt asemănătoare cu celelalte tipuri existente [11].

Extensometrele rezistive cu pastile de cărbune, utilizate în trecut în S.U.A. și Elveția, au dezavantajul că își modifică rezistența electrică din cauza variației umidității și a deformațiilor plastice. Ca urmare s-au imaginat teleformetrele cu fir de oțel cu trei bobine — *Carlson* — sau cu două bobine — *Huggenberger*.

Teleformetrul *Huggenberger* [8] are dispozitivul de măsură compus din două fire de sîrmă R_1 și R_2 fixate pe suporții *7,10* respectiv *8*, *9* cu o întindere preliminară determinată (fig. 20-26). Suporții izolați sînt fixați pe barele *1* respectiv *2*, terminate fiecare cu o flanșă de prindere. Benzile de oțel *3* și *4*, care leagă barele, permit acestora numai deplasări longitudinale.

Tensiunea inițială existentă în fire face ca la orice deplasare longitudinală între barele *1* și *2*, solidare cu masa de beton, să se producă o sporire a tensiunii într-una și o detensionare a celeilalte. Proporțional cu lungirea și scurtarea celor două

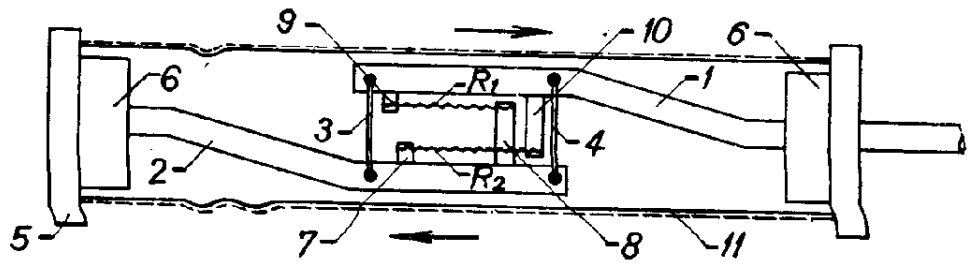


Fig. 20-26. Schema teleformetrului Huggenberger:
1 — bară superioară; *2* — bară inferioară; *3*, *4* — lame elastice; *5* — flanșe; *6* — cap de prindere; 7, 8, 9, 10 — suporți izolați; *11* — tub de alamă.

fire se modifică și rezistența lor ohmică. Măsurătoarea se face la distanță cu ajutorul teleohmetrului.

Distanța dintre flanșele de capăt corespunde lungimii de măsurare *l*. Întreg dispozitivul de măsură este montat într-un tub de alamă ondulată *11* legat etanș de flanșă. Ondulațiile tubului ușurează deformațiile axiale. Manșonul de bumbac în care este îmbrăcat tubul împiedică aderența cu betonul. Interiorul este umplut cu ulei pentru a evita ruginirea firelor. Domeniul de măsurare al deformațiilor este de $\pm$ 0,3 mm, cu o sensibilitate de 3×10^{-6}. Teleformetrul permite și măsurarea temperaturilor cu o precizie de 0,3°C.

25. Măsurarea eforturilor

Măsurarea directă a eforturilor este utilă, ținînd seama că din deformații trecerea la eforturi comportă prelucrări și calcule dificile. Dificultatea construirii unor aparate care să facă posibilă determinarea eforturilor constă în primul rînd în faptul că aparatele betonate cauzează o deranjare a cîmpului de eforturi și ca urmare apar erori la valorile citite. Pînă în prezent s-au realizat aparate de măsură pentru eforturile din suprafața de fundație și din interiorul umpluturii barajelor de pămînt.

Telepresmetrul *Carlson — Huggenberger* este un aparat rezistiv care permite determinarea eforturilor de compresiune în punctul în care este montat (fig. 20-27). Cu ajutorul stratului de mercur *3* cele două discuri metalice *1* și *2* transmit presiunea care se exercită asupra lor pe membrana *4* care se bolțește. Membrana acționează prin săgeata ei asupra unui sistem de măsură, de obicei un teleformetru, de tipul celui descris la punctul precedent. Manșonul cilindric în care se află teleformetrul este protejat de o rețea de bumbac, pentru a evita aderența betonului. La fel

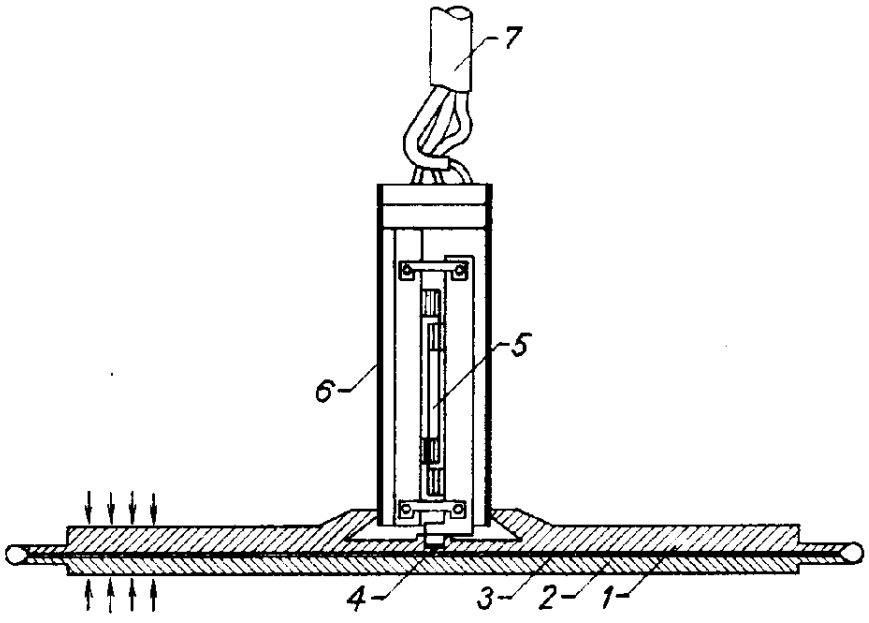


Fig. 20-27. Telepresmetru:
1 — disc metalic superior; *2* — disc metalic inferior; *3* — strat de mercur; *4* — membrană; *5* — teleformetru; *6* — cilindru de protecție; *7* — cablu.

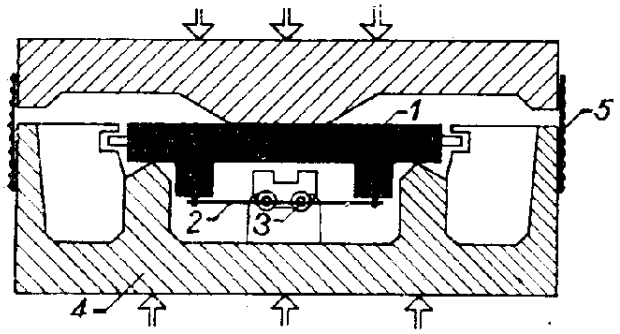


Fig. 20-28. Doză Maihak:
1 — grindă; *2* — coardă vibrantă; *3* — electromagnet; *4* — corp metalic; *5* — manșon elastic.

este protejat și discul de măsură. Domeniul de măsurare al aparatului merge pînă la 50 ... 75 kg/cm², iar precizia este de 0,3 ... 0,5 kg/cm² [8].

Fiind un aparat rezistiv, prin construcția sa telepresmetrul permite și măsurarea temperaturilor. Domeniul și precizia sînt egale cu cele ale teletermetrelor.

În cazul barajelor de pămînt se utilizează de obicei dozele electroacustice. Doza *Maihak* [9], prezentată în figura 20-28, este realizată pe principiul corzii vibrante. Presiunea se transmite unei grinzi de formă π între ale cărei nervuri este prinsă coarda. Sub această acțiune grinda se încovoaie și tensionează coarda, modificîndu-i frecvența de vibrație produsă de electromagnet. Etalonarea se face astfel încît citirea la receptor indică direct kg/cm².

Cu ajutorul dozelor sau celulelor Maihak se poate determina și presiunea interstițială din rambleele argiloase cu permeabilitate redusă.

26. Măsurarea umidității betonului

Aparatele care permit determinarea conținutului de apă din beton sînt umidimetrele și telehumetrele. În practica supravegherii construcțiilor sînt curent utilizate telehumetrele.

Telehumetrul *Brassey* (fig. 20-29) se compune dintr-un tub cilindric în interiorul căruia se găsește o masă electrolitică și doi electrozi. Pereții tubului permit schimbul de apă între beton și masa electrolitică. Electrozii sînt cuplați la un cablu electric care conduce la punctul de măsură. Aparatul se introduce în beton în stare saturată. După schimbul de apă cu betonul se atinge echilibrul, rezistența electrolitului corespunzătoare acestei stări fiind înregistrată și convertită în procente de umiditate.

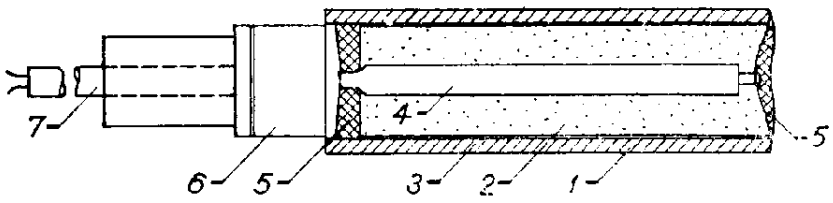


Fig. 20-29. Telehumetru:
1 — tub cilindric; *2* — electrolit; *3* — electrod de plus; *4* — electrod de minus; *5* — izolație; *6* — cap etanș; *7* — cablu.

27. Transmiterea și citirea la aparatele de telemăsură

La toate aparatele de telemăsură rezistive măsurătoarea se face la distanță cu ajutorul teleohmetrului. Acesta este o punte *Wheatstone* care permite măsurarea cu precizie a rezistenței firelor sau bobinelor montate în diferitele aparate. În cutia teleohmetrului este montată ca sursă de curent o baterie de buzunar de 3 V. Prin comutare, teleohmetrul permite măsurarea rezistenței electrice a cablului de legătură. Eliminarea influenței acesteia asupra măsurătorii este importantă în cazul cablurilor cu lungimi mai mari de 50 m. Stabilirea prin calcul a acestei influențe este foarte dificilă, deoarece cablul este supus de-a lungul lui la temperaturi diferite.

Cablul de legătură dintre aparatele de telemăsură și stația de măsurare trebuie să asigure o bună funcționare pe cel puțin 15...20 ani. Protecția se face prin manta de cauciuc care rezistă bine în betonul masiv. Fiecare aparat își are o porțiune proprie de cablu de circa 1,0 m. Legătura între aceasta și cablul propriu-zis trebuie să evite pătrunderea umidității în interiorul aparatului. Conductorii marcați cu aceeași culoare se leagă și se sudează, după care li se reface izolația. După înfășurarea cu bandă de cauciuc porțiunea de legătură se vulcanizează la circa 150°C cu un aparat special.

Traseul cablurilor către stația de măsură se alege astfel încît să deranjeze cît mai puțin lucrările de betonare, să necesite o lungime minimă și să permită un control permanent în execuție.

Stațiile de măsurare se amplasează astfel încît prin poziția lor față de cîmpurile de măsurare să se realizeze trasee cît mai ușore și lungimi de cablu cît mai mici. În același timp trebuie asigurată ușurința accesului și comoditatea operatorului care execută măsurătoarea. Cuplarea tuturor aparatelor într-o stație unică de măsură, deși asigură condiții bune de temperatură și umiditate pentru păstrarea contactelor și executarea măsurătorilor, duce la creșterea considerabilă a lungimii cablurilor, deci a costului și a posibilităților de distrugere pe parcurs. Din acest motiv în majoritatea cazurilor stațiile se amenajează în apropierea cîmpurilor de măsură. La stațiile la care se leagă 1 ... 8 aparate se folosesc fișe terminale, la cele la care sosesc 20 de cabluri se prevăd cutii terminale. Fișele și cutiile se plasează de obicei în nișe speciale.

28. Măsurarea subpresiunilor și a presiunii apei din pori

Pentru măsurare se folosesc tuburi piezometrice care pot fi conectate direct la forajele executate în zona fundației sau la dispozitivele hidrometrice.

În cazul dispozitivului prezentat în figura 20-30, *a*, pe roca de fundație nivelată și curățată se așază recipientul colector în punctul care interesează. Colectorul emisferic este legat cu un tub piezometric care duce la stația de măsurare. Apa infiltrată pătrunde în colector și se ridică în tubul piezometric. Măsurarea presiunii se face cu un hidromanometru legat la o reducție a tubului piezometric. Cînd nivelul apei din tub se găsește sub cota stației, măsurarea se face cu o sondă fluier [10].

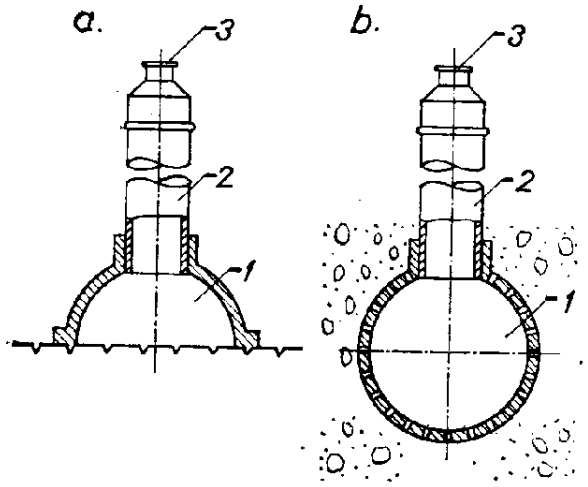


Fig. 20-30. Dispozitive hidrometrice:
a — pentru subpresiuni; *b* — pentru presiunea apei din pori; *1* — recipient colector; *2* — tub piezometric; *3* — reducție de montare a manometrului.

Presiunea apei din porii betonului se măsoară cu ajutorul dispozitivului din figura 20-30, *b*. Colectorul este constituit dintr-o sferă metalică perforată care este legată cu stația de măsură printr-un tub piezometric. Măsurarea se face la fel ca la subpresiuni.

Dispozitive asemănătoare sînt utilizate și la barajele de pămînt pentru determinarea curbei de infiltrație prin corpul barajului. În acest caz, în jurul colectorului se creează un filtru invers care să împiedice pătrunderea particulelor de pămînt în interiorul lui și deci înfundarea.

§ 4. DISPUNEREA APARATELOR ÎN CORPUL BARAJELOR

29. Principii generale

Alegerea aparatelor și a schemei de amplasare a acestora depind de tipul de baraj, de condițiile de fundare și de scopul urmărit în efectuarea măsurătorilor.

Pendulele directe sau inverse se prevăd la toate tipurile de baraje de beton, într-unul din ploturile centrale și în o serie de ploturi caracteristice de pe versanți. Se urmăresc ploturile cheie în comportatea generală a barajului și cele fundate în condiții speciale.

Telerocmetrele se dispun în zonele din ampriza barajului în care se așteaptă apariția unor deformații importante ale rocii de fundație, datorite stratificației, fenomenelor tectonice sau sarcinilor mari transmise de baraj. Cînd se urmărește ca prin telerocmetre să se determine deplasările absolute ale barajului, acestea se poziționează în orice caz sub ploturile prevăzute cu instalații pendulare.

Bolțurile pentru măsurări cu deformetrul se dispun în punctele accesibile, pe pereții galeriilor de vizitare, pe pereții puțurilor, pe paramentul aval și pe coronament. Se supraveghează toate rosturile dintre ploturi și uneori chiar rosturile de lucru. Pentru a avea o imagine completă a respirației rosturilor, în anumite cîmpuri se plasează și teledilatometre, de obicei într-unul din rosturile zonei centrale.

Pentru măsurări cu clinometrul se betonează serii de socluri de stație, o serie normală pe vale și alta orientată în lungul ei; 4 ... 6 socluri succesive creează o bază de măsurări. Cînd se urmărește stabilirea deformatei axei verticale a unui plot, baza de măsurări se plantează eșalonat pe verticală, într-un puț al barajului sau la nivelurile galeriilor de vizitare. Măsurările cu clinometrul se asociază de obicei cu cele pendulare.

Cînd se supraveghează rotirea tălpii de fundație se prevăd o serie de baze de măsurări dispuse perpendicular pe axul barajului în ploturile caracteristice. Din peretele galeriei de picior se lasă în acest scop nișe pentru aranjarea comodă a clinometrului.

Pentru supravegherea temperaturilor teletermetrele se dispun astfel încît să cuprindă un profil întreg al plotului urmărit. Spre parament aparatele se plantează mai des pentru a ține seama de influența variației de temperatură a mediilor exterioare. Cîmpurile de măsură trebuie să fie astfel dispuse încît să existe o imagine a evoluției temperaturilor în tot corpul barajului. Se urmărește de multe ori zona de legătură cu fundația.

Teleformetrele și extensometrele electroacustice se dispun în toate zonele unde eforturile produse de diferitele categorii de sarcini au valori importante și deci produc deformații specifice mari. Cînd plantarea lor servește și unui program de studii, teleformetrele se plantează în punctele în care se dispune de date asupra eforturilor pe baza calculelor statice.

Deformațiile măsurate în corpul barajului constituie baza pentru calculul eforturilor interioare și în același timp permit stabilirea dilatației, respectiv contracției din temperatură. În cazul stării de deformație plane — caracteristică barajelor de greutate — teleformetrele sau extensometrele se dispun pe trei direcții sub formă de rozetă (fig. 20-31, *a*). Două dintre direcțiile de măsură, verificate prin a treia, servesc pentru calculul eforturilor principale.

Cînd se urmăresc deformațiile și eforturile în spațiu se utilizează formația în stea (fig. 20-31, *b*). În acest caz sînt necesare 6 teleformetre, dar, pentru a avea și direcții de control, formația conține 9 aparate.

Pe lîngă fiecare rozetă sau stea se prevede cîte un teleformetru de nul care dă posibilitatea de a stabili deformațiile care nu produc modificarea eforturilor interioare. În acest scop se izolează o zonă din beton în apropierea formației de teleformetre cu ajutorul unui tipar cilindric cu pereți dublii de tablă, care închid între ei un spațiu de aer (fig. 20-32). În interiorul cilindrului se betonează teleformetrul de nul. La un capăt cilindrul este deschis pentru a asigura continuitatea betonului. Se poate presupune că în interiorul cilindrului nu ia naștere nici un efort la încărcările exterioare și că betonul din cilindru suportă deformații din temperatură, umiditate, contracție, identice cu cele din corpul barajului.

În situații speciale se betonează și teleformetre izolate pentru supravegherea deformațiilor pe direcții stabilite.

Telepresmetrele se repartizează în suprafața de fundație într-o serie de ploturi considerate caracteristice din punctul de vedere al transmiterii sarcinilor la teren în perioada de construcție și exploatare.

În cîmpurile de măsură a temperaturilor și deformațiilor specifice se plantează de obicei și telehumetre sau umidimetre pentru a separa, pe baza interpretării rezultatelor, influența contracției betonului.

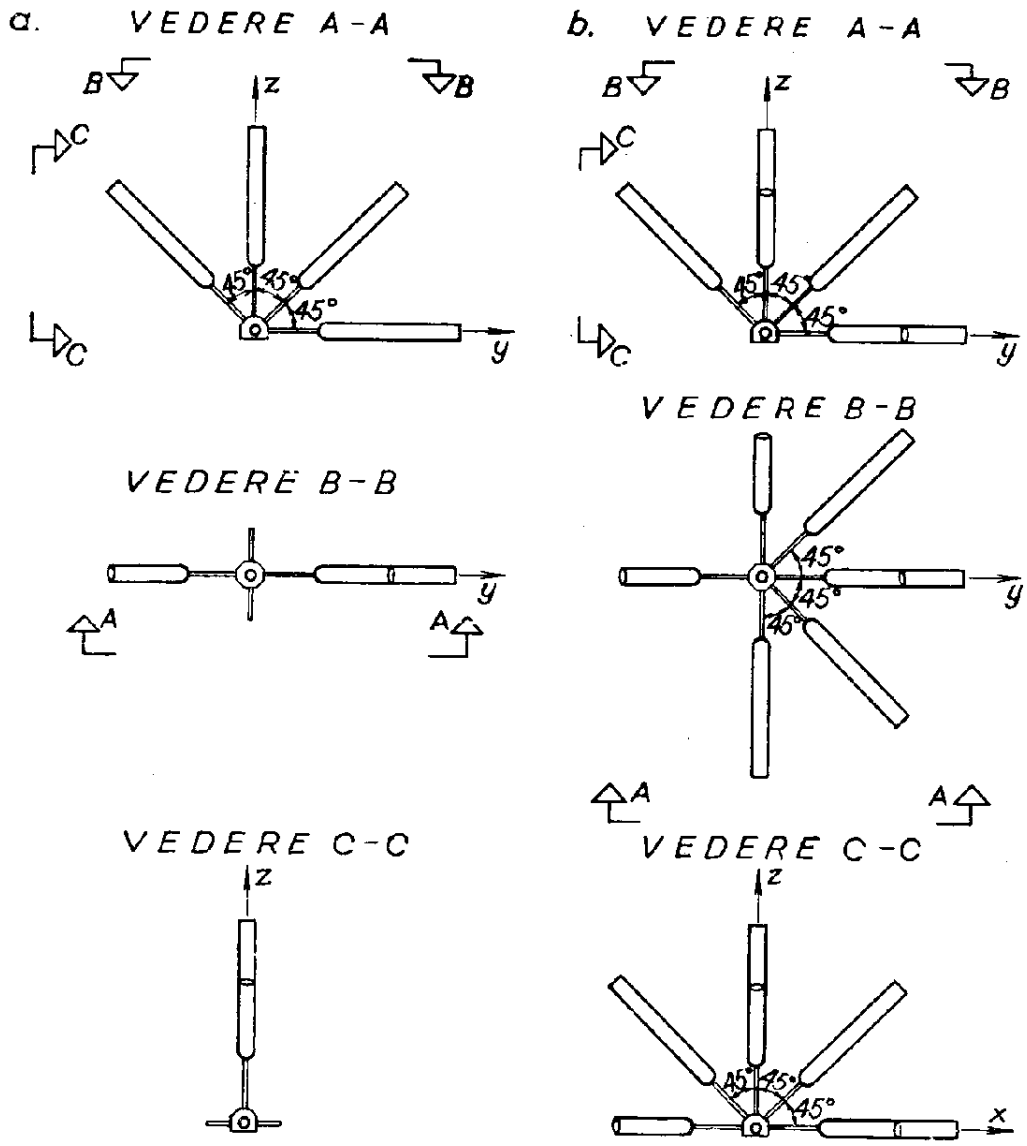


Fig. 20-31. Formații de teleformetre:
a — așezare în rozetă; *b* — a ezare în stea.

Instalațiile pentru supravegherea subpresiunilor — foraje sau tuburi piezometrice — se amplasează într-un șir continuu în spatele voalului de etanșare. Se prevede un cîmp în fiecare plot cu cel puțin trei puncte de măsură în același profil transversal. Se urmăresc în mod special zonele în care există fisuri importante în roca de fundație.

30. Baraje de greutate

Elementele care prezintă interes în supravegherea comportării unui baraj de greutate sînt:

— mărimea și evoluția temperaturilor în interior și la paramente;
— eforturile pe talpa de fundație;

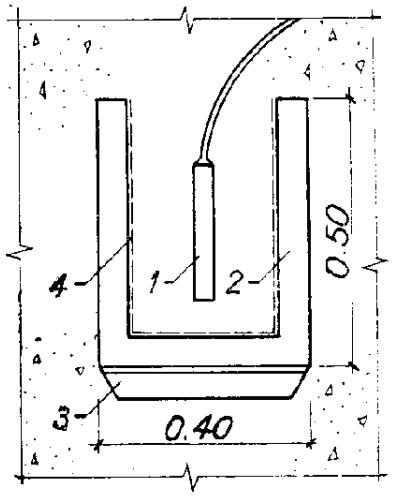


Fig. 20-32. Teleformetru de nul:
1 — aparatul; 2 — tub cilindric cu pereți dubli; 3 — cornier de rigidizare; 4 — carton bitumat.

— mărimea și repartiția subpresiunilor;
— deplasările absolute ale barajului și ale fundației;
— deplasările relative dintre ploturi.

Schema de amplasare a aparatelor trebuie să furnizeze în final date privitoare la stabilitatea generală a barajului (deplasări, infiltrații, subpresiuni) și la fenomenele care se dezvoltă în masa de beton (termice, deformații specifice, umiditate).

În figura 20-33 este prezentat sistemul de aparatură de control prevăzut la barajul *Izvorul Muntelui — Bicaz* [4]. Pentru supravegherea deplasărilor relative și absolute s-au montat: repere de microtriangulație pe paramentul aval; repere de nivelment în toate galeriile barajului; repere de aliniament pe coronament, cîte unul în axul fiecărui plot; pendule directe în cinci dintre ploturile caracteristice, situate în albie și pe versanți; discuri și bolțuri pentru clinometre în toate galeriile; cleme dilatometrice în rosturile de dilatație.

Urmărirea subpresiunilor și debitelor de infiltrație se face cu dispozitive hidrometrice instalate pe talpa de fundație, amonte și aval de voalul de injecție, și prin forajele de drenaj, executate din galeriile din vecinătatea fundației la 3 m distanță după axul barajului.

Fenomenele din interiorul masei de beton se supraveghează prin aparatele introduse în ploturile *13*, *16* și *23*, dispuse în mai multe cîmpuri de măsură. Repartiția lor în secțiunea plotului *13* este prezentată în figura 20-33, *a*. S-au utilizat: telepresmetre în secțiunea de fundație și la 5 ... 10 m deasupra ei; teleformetre, numai în ploturile *13* și *23*, dispuse în șiruri orizontale la două cote pe înălțime; teletermetre așezate în șiruri orizontale la 5 cote diferite pentru a acoperi întreg profilul. Pentru măsurarea temperaturii în lacul de acumulare s-au instalat pe paramentul amonte al plotului *13* teleformetre, dispuse la 10 m diferență de nivel.

31. Baraje arcuite

Aparatele dispuse în corpul barajelor arcuite trebuie să furnizeze date în special asupra a trei elemente de bază: deplasări absolute și relative, starea de deformație și eforturi și evoluția temperaturilor. Poziția cîmpurilor de măsură se stabilește în console și arce ținînd seama de rețeaua admisă în calculele statice, astfel încît să

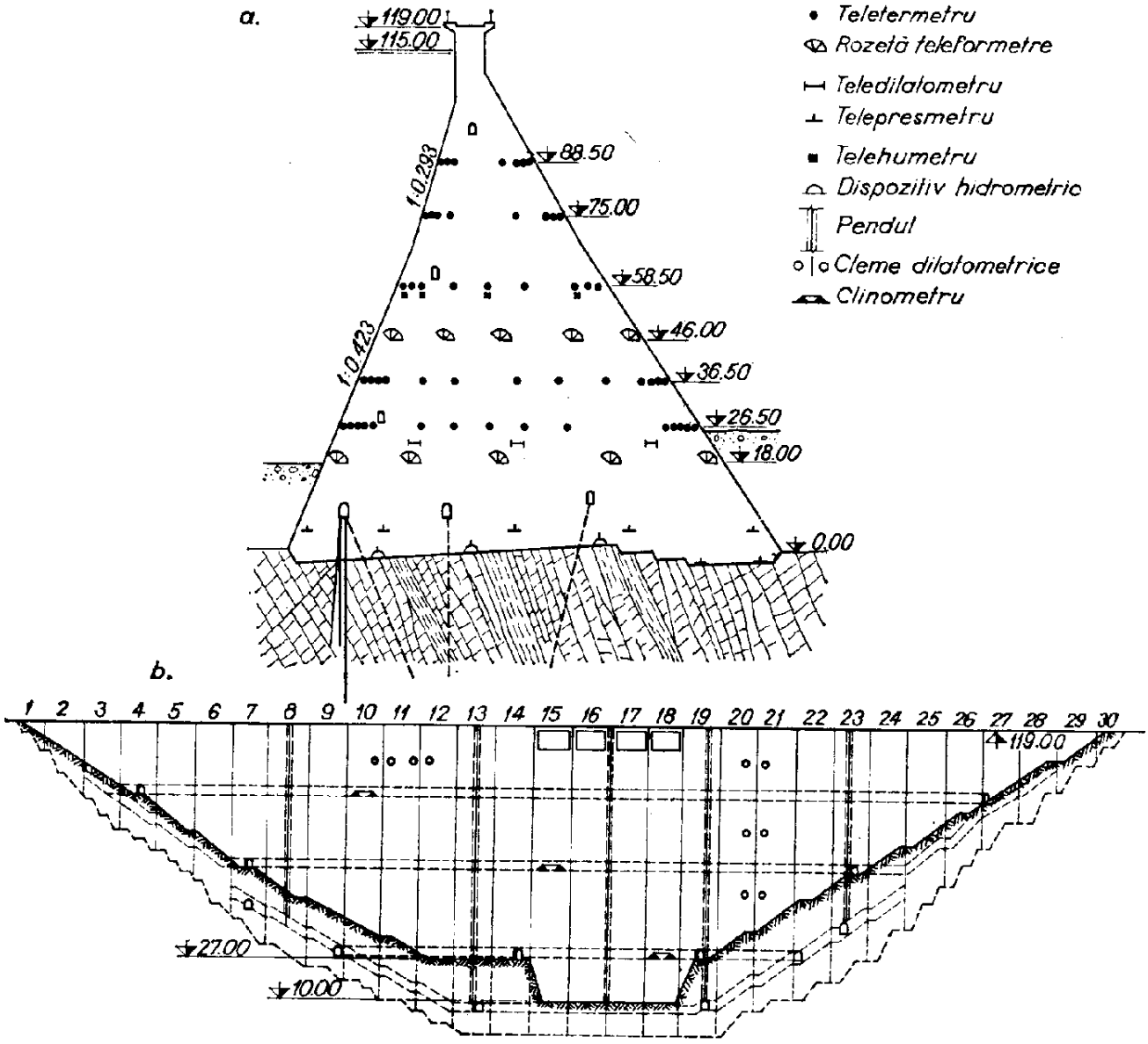


Fig. 20-33. Dispunerea aparatelor de măsură și control la barajul Izvorul Muntelui — Bicaz:
a — secțiune prin cîmpurile de măsură ale plotului *13*; *b* — vedere din aval

se poată compara direct datele obținute prin măsurări cu cele teoretice. Se supraveghează 3 ... 5 arce caracteristice și cam tot atîtea console.

La barajul *Negovanu* (fig. 20-34) [6] s-a montat un număr important de aparate de măsură pentru supravegherea comportării în construcție și exploatare. Funcție de obiectul măsurătorilor, acestea se grupează astfel:

— pentru măsurarea deplasărilor, un pendul în plotul central *7*, patru discuri clinometrice montate pe paramentul aval al aceluiași plot și 33 repere de microtriangulație, răspîndite pe paramentul aval;

— pentru urmărirea deschiderii rosturilor de contracție s-au montat pe paramentul aval, la nivelul fiecărei pasarele, bolțuri deformetrice, iar în interiorul rostului *5—6* s-au prevăzut în acest scop teledilatometre la cotele 30,00 și 46,50;

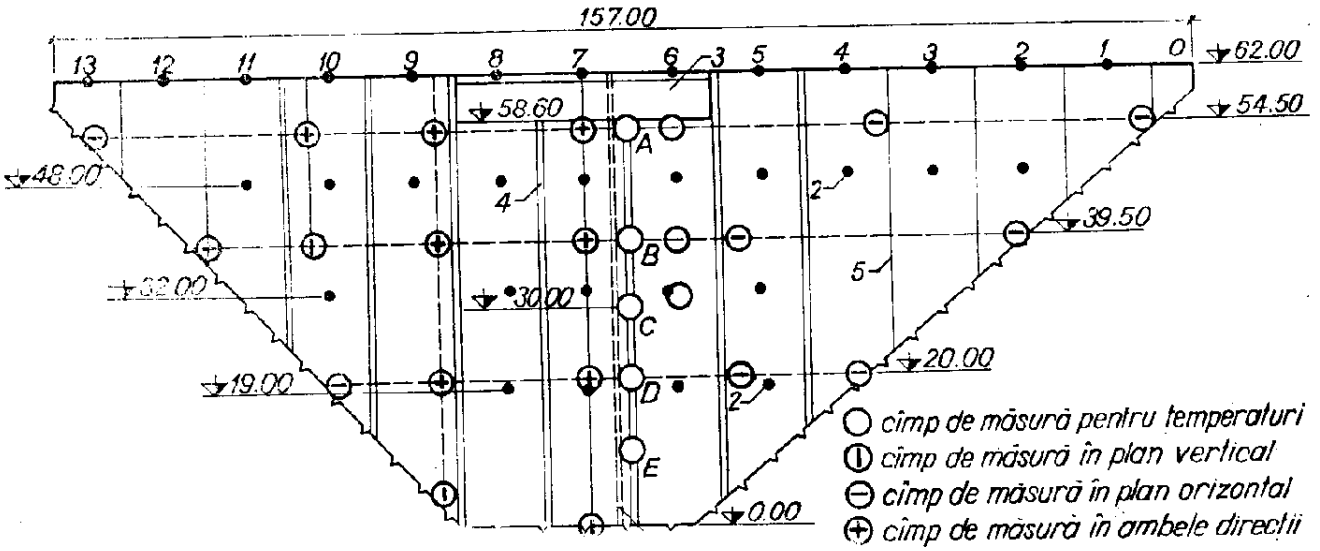


Fig. 20-34. Dispunerea aparatelor de măsură și control la barajul Negovanu:
1 — puțul pendulului; *2* — reper de microtriangulație; *3* — câmp deversant; *4* — rost dublu; *5* — rost simplu.

— pentru determinarea deformațiilor și eforturilor care apar în baraj s-au prevăzut teleformetre, dispuse în stele și rozete în 19 cîmpuri; prin schema de dispunere se urmărește comportarea a trei arce caracteristice la cotele 20,00, 39,50, 54,50 și a trei secțiuni verticale, situate în axele ploturilor *7*, *9* și *10*;

— pentru urmărirea fenomenelor termice s-au montat 104 teletermetre în secțiuni eșalonate pe verticală, cu grosimi cuprinse între 11,50 și 6,50 m; s-au mai instalat cinci cîmpuri de măsură pentru temperaturi în rostul 5—6.

32. Baraje cu contraforți

La elaborarea schemei de amplasare trebuie avută în vedere posibilitatea de supraveghere a stabilității generale a barajului și a fenomenelor din interior specifice tipului de baraj. Pentru aprecierea stabilității se urmăresc deplasările absolute ale corpului barajului și ale terenului de fundație, deplasările rosturilor și subpresiunile. Dintre fenomenele din interior se urmăresc eforturile din fundație, regimul termic, și deformațiile specifice, în special din capul ciupercii.

În figura 20-35 este prezentată schema de amplasare a aparatelor în barajul *Secul* [3].

S-au plantat 21 de repere de microtriangulație pe paramentul aval, a căror observare se face de pe bornele rețelei din aval. Pentru aliniament și nivelment sînt prevăzute repere la coronament, cîte unul în axul fiecărui plot. Pentru determinarea deplasărilor relative servesc: — pendulele din ploturile *6* și *3*, care coboară în puțuri blindate cu adîncimea de 6, respectiv 3 m, unde sînt instalate coordimetrele; clemele dilatometrice montate în nișe speciale, la coronament în rosturile *5—6*,

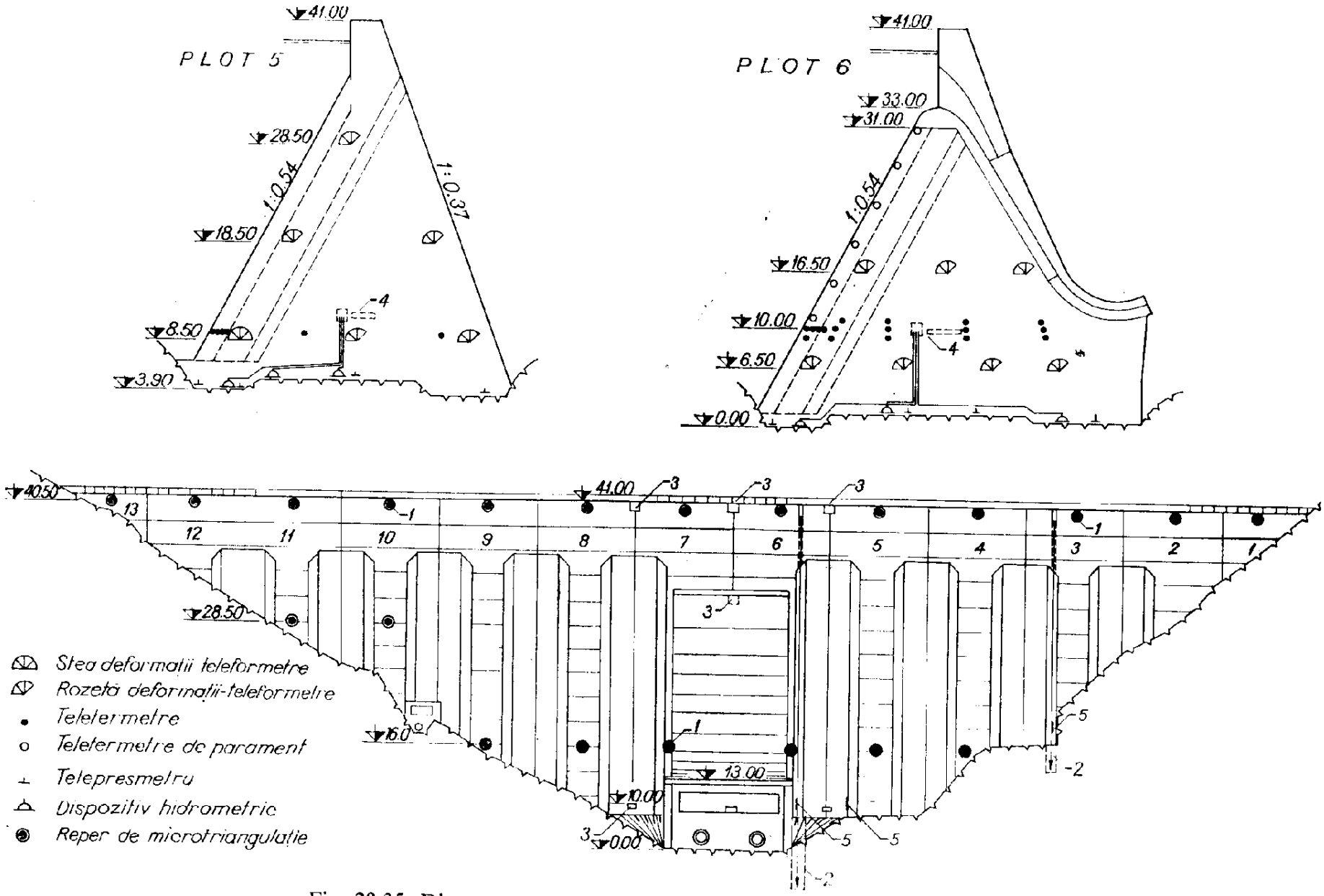


Fig. 20-35. Dispunerea aparatelor de măsură și control la barajul Secul:

1 — reper de microtriangulație; *2* — pendul; *3* — nișe pentru clemele dilatometrice; *4* — stație de citire; *5* — stație de măsură.

6—7 și *7—8* și în rostul *6—7* pe paramentul aval al ciupercii. Subpresiunile se măsoară cu dispozitive hidrometrice în suprafețele de fundație ale ploturilor *3*, *5* și *6*.

Pentru măsurarea temperaturilor s-au amplasat teletermetre în ploturile *5* și *6* și teletermetre de parament la amontele plotului *6*, din patru în patru metri. Eforturile pe talpa de fundație se urmăresc cu telepresmetre, dispuse cîte patru în fiecare din ploturile *3*, *5* și *6*.

Starea de deformație este dată de teleformetrele, dispuse în rozetă sau în stea, în ploturile *5* și *6*. Lîngă fiecare formație s-a prevăzut cîte un teleformetru de nul. Pentru un studiu mai amănunțit al scurgerii eforturilor s-a prevăzut un cîmp de măsură special în ciuperca plotului *5*. Cîmpul conține zece teleformetre active, dispuse pe conturul ciupercii, și trei teleformetre de nul.

33. Baraje de piatră

În cazul barajelor de piatră etanșate cu nucleu central de argilă, gama de măsurări este similară cu cea pentru barajele de pămînt. Se supraveghează tasările nucleului, zonelor de tranziție și ale corpului de anrocamente, deplasările absolute la coronament și paramente, presiunea interstițială din nucleu și presiunea verticală și laterală din nucleu și zonele de tranziție. Cînd se consideră util se studiază deplasările fundației.

La barajul *Vidra* (fig. 20-36) aparatura de măsură este concentrată în zona nucleului de etanșare. Comportarea barajului se studiază prin trei profile trans-

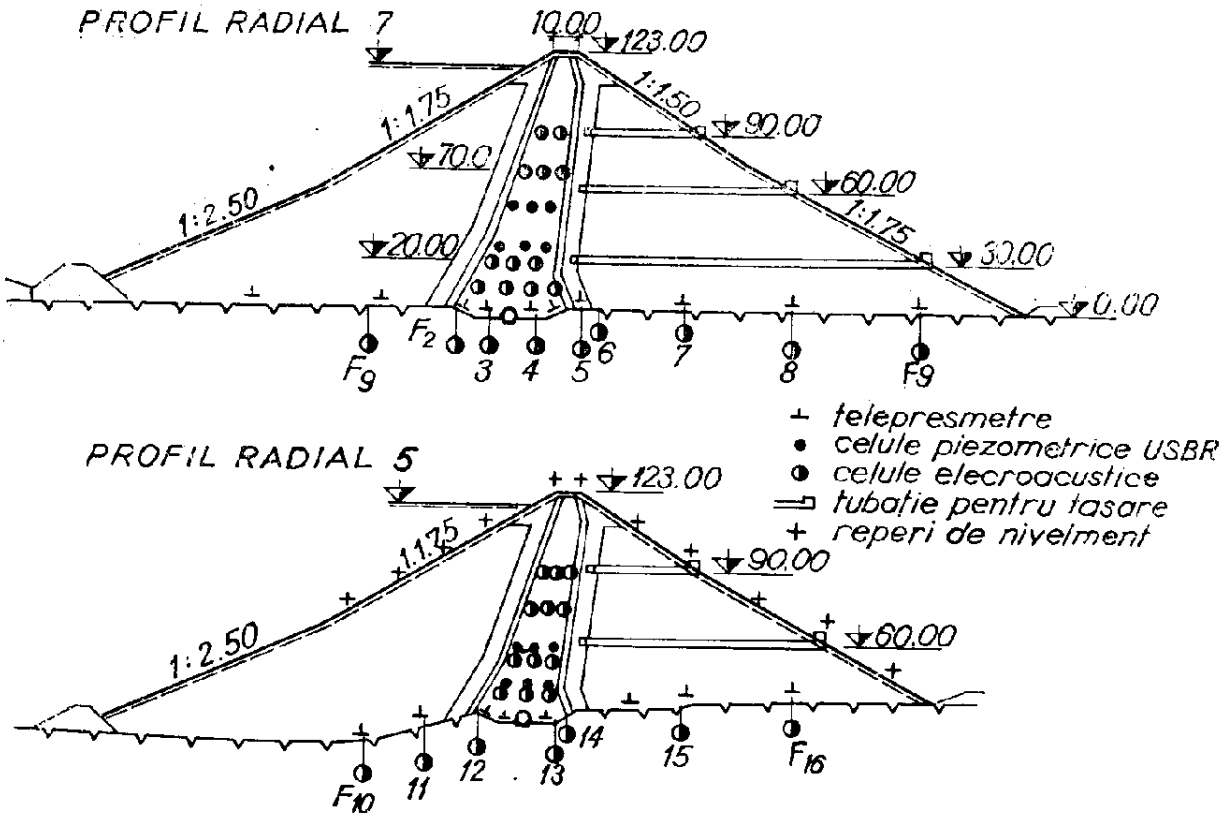


Fig. 20-36. Dispunerea aparatelor în profilele caracteristice supravegheate la barajul Vidra — Lotru.

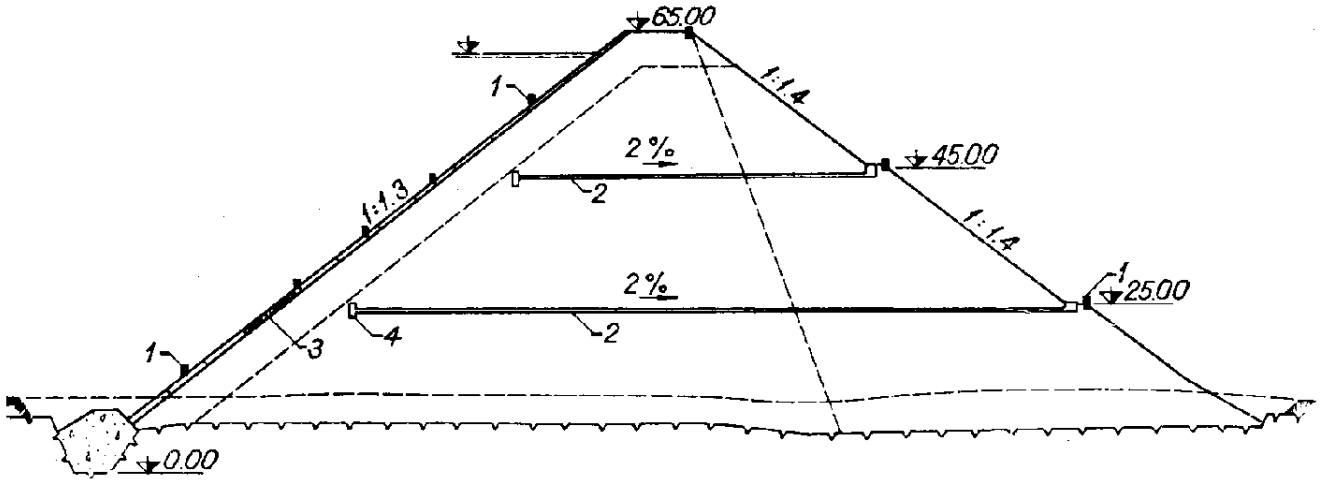


Fig. 20-37. Dispunerea aparatelor în profilul de înălțime maximă al barajului Leșu:
1 — repere de] nivelment și aliniament; *2* — tubație de material plastic; *3* — placă prevăzută cu extensometre; *4* — dispozitiv de întoarcere.

versale caracteristice *3—3*, *5—5* și *7—7*, două dintre ele fiind prezentate în figură. În nucleu sînt plantate celule electroacustice și celule piezometrice pentru determinarea presiunilor interioare. La contactul cu fundația, pe toată ampriza profilelor studiate sînt dispuse telepresmetre, cu o concentrare mai mare în jurul galeriei de injecții din zona centrală. Într-o succesiune de foraje cu adîncimi de 5 ... 15 m sînt plantate de asemenea celule electroacustice, în zona rocii de fundație.Măsurarea tasărilor corpului barajului este prevăzută să se facă prin nivelment cu balanța hidrostatică în galeriile transversale parament aval — nucleu de argilă, care sînt eșalonate la 30 m pe verticală.

La barajele de anrocamente cu mască amonte de beton armat se urmărește tasarea și deplasarea anrocamentelor și a versanților din zona amplasamentului ca și deformațiile unitare în armături și în betonul plăcilor care constituie masca amonte. O dispoziție a aparatelor, corespunzătoare acestor cerințe, a fost realizată la barajul *Leșu* (fig. 20-37). Măsurătorile de tasare se execută, la suprafața umpluturii, cu ajutorul reperelor de nivelment și, în interior, cu sonda hidraulică care circulă în interiorul unor tuburi de plastic, instalate în anrocamente pe direcția amonte-aval. Sînt urmărite 4 profile, două în albie și două pe versanți. Deformațiile unitare din masca amonte se determină cu ajutorul extensometrelor electroacustice.

34. Baraje de pămînt

Supravegherea comportării barajelor de pămînt presupune determinarea următoarelor elemente:

— tasările ansamblului baraj-fundație și ale corpului de umplutură;
— infiltrațiile și poziția curbei de infiltrație;
— presiunea interstițială din zona de etanșare și presiunile totale.

Aparatele se amplasează în cîteva profile transversale axului barajului, de obicei în cel de înălțime maximă, și într-unul sau două profile pe versanți.

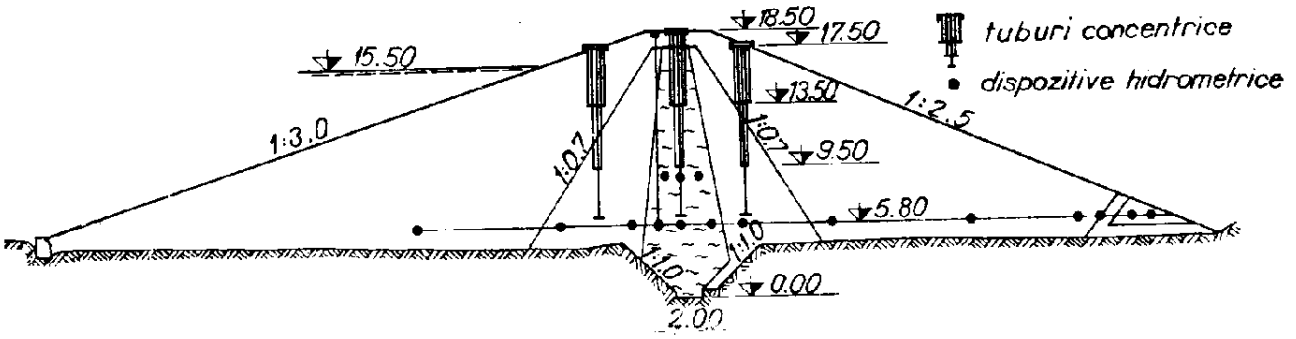


Fig. 20-38. Dispunerea aparatelor de măsură și control într-un profil transversal al barajului Belci.

Spre exemplu la barajul *Belci* se supraveghează două profile transversale din zona albiei. Dispunerea aparatelor într-unul dintre ele este prezentată în figura 20-38. Corpul barajului este alcătuit din material aluvionar extras din albia rîului, iar etanșarea se face cu un sîmbure central de argilă.

Pentru urmărirea deplasărilor absolute și relative s-au prevăzut repere de nivelment pe coronament și dispozitive cu tuburi concentrice, pentru măsurarea tasărilor, cîte trei în fiecare din cele două profile urmărite. Pentru controlul permeabilității umpluturii din material aluvionar și pentru studiul etanșării centrale s-au instalat dispozitive hidrometrice și doze pentru presiunea interstițială.

§ 5. PROGRAMUL DE MĂSURĂTORI

35. Generalități

Programul de măsurători se stabilește ținînd seama de cele trei perioade importante din viața unui baraj: *perioada de construcție, perioada de punere sub sarcină, perioada de exploatare.*

Singura măsurătoare independentă de perioadele amintite este măsurătoarea de temperatură a aerului care se face întotdeauna zilnic la orele 8, 14 și 20.

Frecvența măsurătorilor pentru celelalte elemente urmărite este determinată de perioada în care se găsește lucrarea.

36. Perioada de construcție

Se fac măsurători numai la aparatele înglobate în corpul barajelor pentru a se supraveghea cîmpul termic și evoluția eforturilor transmise în fundație în cazul barajelor de beton, sau compactarea și presiunile interstițiale în cazul barajelor de pămînt și piatră.

Frecvența măsurătorilor de temperatură este foarte mare. După turnare se fac citiri la intervale de cîteva ore, pînă la atingerea maximului de temperatură

produs de hidratare. După acest moment frecvența se reduce pînă la apariția noii creșteri de temperatură produsă de degajarea de căldură din lamela superioară. Se fac din nou măsurători la intervale de ore, pînă la apariția celui de-al doilea maxim.

Frecvența măsurătorilor de eforturi și deformații în beton (la telepresmetre și teleformetre) este la fel de mare în primele două săptămîni ca cea de la teletermetre. În perioada următoare citirile se fac de două ori pe săptămînă, ca după 2 ... 3 luni frecvența lor să se reducă la o dată pe săptămînă. Programul riguros de măsurători se stabilește de la caz la caz funcție de rezultatele obținute și de ritmul de execuție.

Cînd barajul începe să se înalțe trebuie făcute determinări și asupra deplasărilor. Se fac măsurători de microtriangulație, nivelment, clinometrice, dilatometrice etc. pentru a se stabili citirea de comparație și a observa modul în care se deformează barajul sub acțiunea greutății proprii.

37. Perioada de punere sub sarcină

În această perioadă se urmărește în special modul în care se deformează barajul sub sarcina hidrostatică, evoluția subpresiunilor și regimul debitelor de infiltrație prin fundații și prin corpul barajului.

Înainte de a începe umplerea lacului se face o măsurătoare completă de microtriangulație și nivelment și se determină coordonatele tuturor punctelor din rețea, de pe baraj și de pe versanți. Poziția reperelor astfel determinată este considerată poziția zero, față de care se determină deplasările la efectuarea măsurătorilor ulterioare.

Frecvența măsurătorilor de deplasări se stabilește în funcție de creșterea nivelului în lac. În general se face o măsurătoare o dată la trei luni.

Citirile la aparatele de telemăsură se fac o dată la două săptămîni, dar în cazuri speciale se fac măsurători cu o frecvență mai mare.

La pendule, clinometre, dilatometre și deformetre se face o măsurătoare completă înainte de umplerea lacului, la care se vor raporta măsurătorile lunare care se fac în perioada de punere sub sarcină.

Subpresiunile și debitele de infiltrație se măsoară o dată la două săptămîni, dar, în funcție de variația nivelului în lac și în aval de baraj, frecvența lor se poate mări sau micșora.

La barajele de pămînt, în afară de urmărirea deformațiilor și deplasărilor, care se face cu aceeași frecvență ca în cazul barajelor de beton, în perioada de umplere a lacului se fac măsurători foarte dese asupra presiunii interioare și a presiunii interstițiale, pentru a urmări procesul de consolidare.

38. Perioada de exploatare

În această perioadă programul de măsurători se axează în general pe următoarea schemă:

— măsurătorile de microtriangulație și nivelment de două ori pe an, cînd se realizează niveluri în lac sau temperaturi extreme;

— măsurători la pendule, clinometre, deformetre, dilatometre, tasări, infiltrații, subpresiuni, o dată pe lună;

— măsurători la aparatele de telemăsură, o dată pe lună.

Urmărirea anumitor fenomene locale se poate face prin măsurători suplimentare. Frecvența măsurătorilor se modifică ori de cîte ori apar condiții sau fenomene neprevăzute.

§ 6. PRELUCRAREA ȘI INTERPRETAREA MĂSURĂTORILOR

39. Considerații generale

Efectuarea măsurătorilor începe odată cu perioada de execuție și continuă mulți ani după terminarea barajului. Rezultatele obținute sînt înregistrate, prelucrate și interpretate. Pentru ca supravegherea lucrării să aibă eficacitate din punctul de vedere al siguranței, este bine ca datele privind stabilitatea barajului — deplasări absolute, relative și subpresiuni — care nu necesită prelucrări dificile, să fie comparate imediat cu valorile limită stabilite pe cale teoretică. Alertarea factorilor responsabili la depășirea limitelor prescrise asigură preîntîmpinarea avariilor sau evoluția nedorită a unor situații speciale. Este de semnalat practica franceză care, în baza observațiilor sistematice pe mai mulți ani de exploatare a unui baraj, stabilește domenii limită de variație a unora dintre parametri (de obicei deplasări), corelate cu toți factorii exteriori care pot concura la modificarea acestora — niveluri în lac, temperaturi, intemperii, insolații etc.

Prelucrarea datelor începe prin calculul de transformare a mărimilor măsurate direct — rezistențe electrice, frecvențe, unghiuri, lungimi etc. — în mărimile care interesează: deformații specifice, eforturi, temperaturi, deplasări, tasări etc. Urmează apoi transpunerea datelor obținute din calcul pe diagrame și abace în vederea interpretării. Spre exemplu înregistrările de temperaturi se înscriu în diagrame de variație în secțiune transversală și pe întreg plotul. Dacă se trasează izotermele pe plot și se ține evidența datelor măsurătorilor, se pot stabili gradienții de temperatură. Variația în timp a temperaturilor betonului de la turnare și pînă în momentul interpretării furnizează date asupra degajării căldurii de hidratare și asupra influenței șocului termic, dat de lamela superioară sau vecină, asupra lamelei studiate. Se pot trage apoi concluzii asupra pauzei optime de betonare între două lamele sau a momentului propice pentru injectarea rosturilor, în cazul barajelor arcuite.

Măsurătorile efectuate cu aparatele de telemăsură se prelucrează și se interpretează mai dificil. Pentru ca rezultatele obținute să furnizeze date utile asupra comportării barajului și să permită verificarea pe această cale a ipotezelor și metodelor de calcul, este necesar să se ia în considerație toate condițiile exterioare și de execuție care au condus la obținerea rezultatelor analizate. Se ține evidența temperaturii betonului proaspăt și a aerului în momentul betonării, a temperaturii aerului în perioada studiată, a pauzei tehnologice, a momentului decofrării, a programului de execuție, a nivelului din lac în momentul înregistrării și a evoluției lui pînă la acea dată etc.

40. Determinarea constantelor de calcul

Calculul deformațiilor și eforturilor interioare necesită cunoașterea valorii coeficienților termici de dilatare ai betonului (α_b) și ai aparatelor de măsură (α_a), a coeficientului Poisson (μ) și a modulului de elasticitate al betonului (E_b).

Pentru a elimina din măsurători valoarea provenită din neegalitatea de dilatare termică a betonului și teleformetrului, trebuie cunoscuți coeficienții de dilatare. Casa constructoare indică coeficientul de dilatare al aparatului. Pentru beton caracteristicile termice se pot determina pe baza încercărilor de laborator, păstrînd condițiile reale de lucru ale construcției. În multe cazuri [4], [5], datorită dificultăților de experimentare, s-a admis determinarea unei valori globale, calculată prin prelucrarea rezultatelor înregistrate la teleformetrele de nul. Considerînd neglijabilă contracția datorită variației de umiditate, se ia ca origine prima măsurătoare înregistrată și se calculează valoarea coeficientului de dilatare termică prin prelucrarea citirilor de la toate teleformetrele de nul betonate.

Coeficientul Poisson se poate determina în laborator, respectînd însă condițiile reale de lucru, sau direct pe construcție [12], în care caz există certitudinea determinării unei valori precise.

Pentru a trece de la deformații la calculul eforturilor interioare, trebuie cunoscut modulul de elasticitate normal al betonului în punctul în care se găsește fiecare grup de teleformetre. Utilizarea unei valori medii este mai puțin corectă, importantă fiind valoarea modulului de elasticitate redus (E_r), corespunzătoare unui moment dat, care ține seama de proprietățile reologice ale betonului.

Determinarea în laborator a modulului redus de elasticitate se face măsurînd, cu ajutorul extensometrelor fixate pe suprafața epruvetei, deformațiile probei încărcată cu sarcini periodice la diferiți timpi. Determinarea direct în construcție se face fie prin metoda impulsurilor, urmărind procesul de propagare a oscilațiilor ultrasonore în masa de beton, fie prin încercarea unei epruvete separate în construcție, urmărită cu teleformetre instalate pe direcțiile dorite și supusă încărcării cu o presă cu ulei, betonată odată cu epruveta [12].

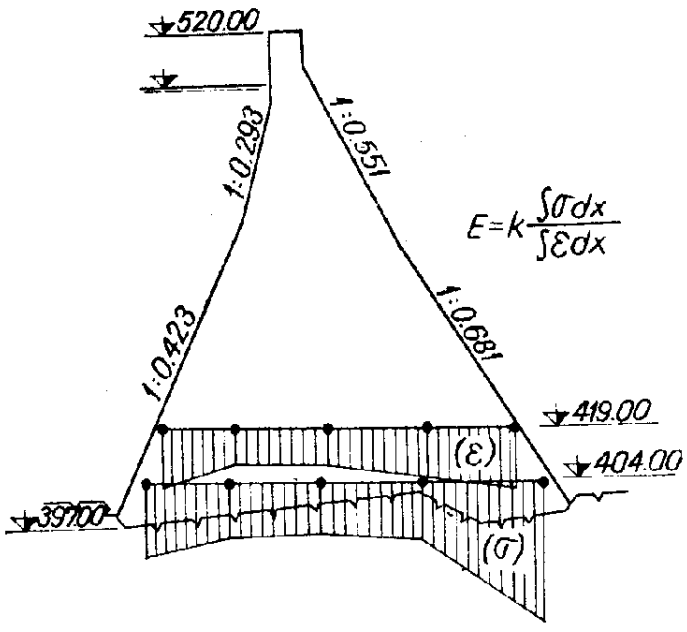


Fig 20-39. Principiul de determinare a modulului de elasticitate la barajul Izvorul Muntelui — Bicaz.

Mai simplu se determină modulul de elasticitate pe cale analitic-experimentală, pe baza citirilor de eforturi, efectuate la telepresmetre și de deformații specifice, efectuate la teleformetre. Spre exemplu la barajul *Izvorul Muntelui* [4] s-au efectuat măsurători în zona fundației plotului *13*, înregistrările de la telepresmetrele de la cota *404* și ale teleformetrelor de la cota *419* servind la construcția diagramelor de eforturi și de deformații specifice, care au fost apoi integrate (fig. 20-39).

Aplicînd coeficientul de corecție K pentru diferența de cotă între cele două secțiuni, s-a dedus modulul de elasticitate cu relația:

$$E = K \frac{\int \sigma \, dx}{\int \varepsilon \, dx}. \tag{5}$$

Pentru diverse valori ale nivelului apei din lac s-au obținut valori ale lui E_b cuprinse între 138 000 și 162 000 kg/cm². Valoarea medie determinată a fost de 149 500 kg/cm².

41. Determinarea deformațiilor și eforturilor interioare

Măsurătorile pentru determinarea deformațiilor specifice se fac cu teleformetrele. Construcția teleformetrului se caracterizează prin aceea că la bobinele interioare una din rezistențe scade în măsura în care cealaltă crește. Citirea la teleohmetru indică valoarea rezistenței totale R_t și raportul z al rezistențelor din aparat. Sîrma folosită pentru bobine are proprietatea că rezistența electrică R variază cu ΔR, dacă lungimea l crește cu Δl. Sensibilitatea relativă g este o constantă:

$$g = \frac{\dfrac{\Delta R}{R}}{\dfrac{\Delta l}{l}} = \frac{\dfrac{\Delta R}{R}}{\varepsilon}. \tag{6}$$

De aici variația rezistenței are expresia:

$$\Delta R = R g \varepsilon. \tag{7}$$

Variația raportului rezistențelor aparatului se poate scrie sub forma:

$$\Delta z = \frac{R_1(1 + g\varepsilon)}{R_2(1 - g\varepsilon)} - \frac{R_1}{R_2}. \tag{8}$$

Din expresia (8) se deduce că deformațiile în direcția aparatului betonat sînt funcție de variația Δz a raportului rezistențelor:

$$\varepsilon = f \Delta z + C. \tag{9}$$

Variația Δz rezultă prin diferența între citirile curente la teleohmetru și citirea de bază inițială corespunzătoare unei deformații egală cu zero.

Constanta C ține seama de dilatarea diferită a betonului și a teleformetrului:

$$C = -\Delta\varepsilon = -(\alpha_a - \alpha_b)\,\Delta t. \tag{10}$$

În formula (10) Δt reprezintă variația de temperatură, dintre măsurătoarea curentă și cea de bază, înregistrată tot cu ajutorul teleformetrului.

Relația (10) permite calculul deformației totale. Teleformetrul montat într-un punct oarecare al barajului reacționează la toate deformațiile betonului legate de variația de temperatură, de umiditate și de starea de solicitare a acestuia. Defor-

mația din curgere lentă și deformațiile datorite variației de temperatură și contracției la uscare depășesc de cîteva ori deformația elastică, provocată de efortul din beton. Este deci necesar să se separe deformația elastică, pentru a putea determina eforturile interioare.

Eliminarea deformației volumetrice libere se face cu ajutorul teleformetrului de nul. Acesta înregistrează deformația ε_n, care scăzută din deformația totală ε, măsurată în același punct cu ajutorul teleformetrelor din rozete sau stele, permite determinarea deformației din efort:

$$\varepsilon_\sigma = \varepsilon - \varepsilon_n. \tag{11}$$

Deformația din efort ε_σ obținută din relația (11) mai cuprinde însă deformația din curgere lentă. Această deformație plastică trebuie determinată și separată de deformația elastică.

Experimental, în laborator sau direct în construcție, se determină caracteristica curgerii lente:

$$\Phi_{c.l.} = \frac{\varepsilon_\sigma - \varepsilon}{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_{c.l.}}{\varepsilon}, \tag{12}$$

unde:

ε_σ — deformația din efort la timpul t;
ε — deformația elastică în momentul aplicării sarcinii;
$\varepsilon_{c.l.}$ — deformația din curgere lentă la timpul t.

Ținînd seama de (11) și (12) se obține expresia părții elastice din deformația totală corespunzătoare unui moment dat:

$$\varepsilon_e = \frac{\varepsilon - \varepsilon_n}{1 + \Phi_{c.l.}}. \tag{13}$$

Deformația specifică (13) se utilizează la stabilirea eforturilor interioare. Calculul se face pe baza relațiilor cunoscute din teoria elasticității.

42. Interpretări la barajul Izvorul Muntelui

Barajul *Izvorul Muntelui — Bicaz* pus sub sarcină în 1960, este supus unei supravegheri sistematice în ceea ce privește stabilitatea și evoluția fenomenelor din interior. Deplasările barajului s-au măsurat prin metoda geodezică la toate ploturile și au fost dublate prin măsurători pendulare în cinci ploturi caracteristice [7]. Ele au evoluat sub influența presiunii hidrostatice, a temperaturii aerului, a apei din lac și a corpului barajului, cît și datorită deformațiilor fundației. Variația în timp a acestor factori, corelată cu deplasările, este prezentată în figura 20-40. Între oscilațiile temperaturii aerului, de tip sinusoidal, și cele ale apei din lac există o concordanță foarte bună, ultimele avînd însă o amplitudine descrescătoare cu adîncimea și un decalaj în timp de 2 ... 3 săptămîni. La adîncimea de 60 m temperatura apei devine constantă și egală cu 4,5°C.

Deplasările reprezentate în figura 20-40,*e* au ca origine măsurătoarea de bază din 1962. La data acestei măsurători de referință barajul avea o deplasare

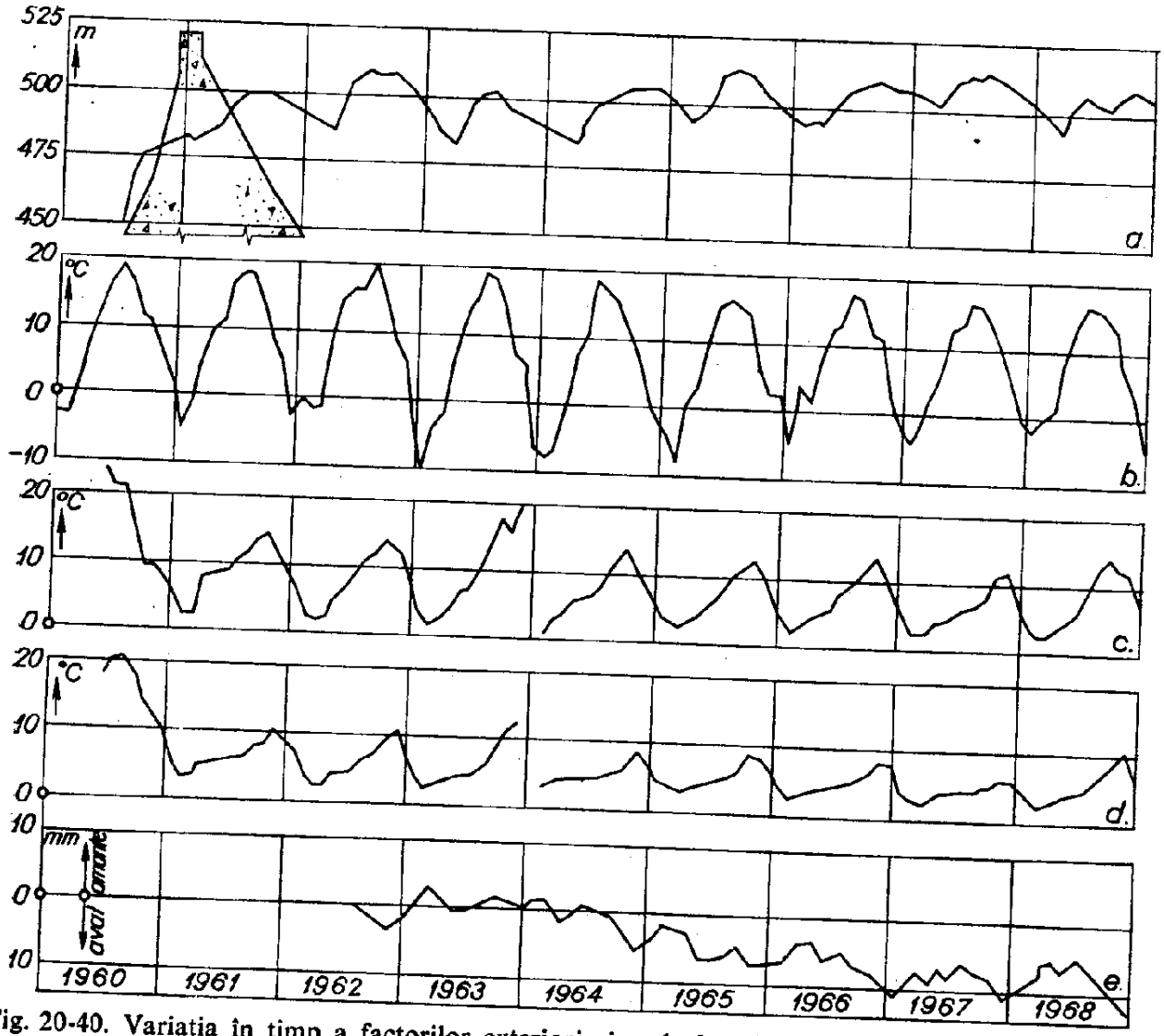


Fig. 20-40. Variația în timp a factorilor exteriori și a deplasărilor coronamentului la barajul Izvorul Muntelui — Bicaz:

a — niveluri în lac; *b* — temperatura aerului; *c* — temperatura apei din lac la 20 m sub nivelul retenției; *d* — temperatura apei din lac la 30 m sub nivelul retenției; *e* — deplasările coronamentului pe direcția amonte aval.

către aval de 10 mm. Evoluția ulterioară a fost influențată în cea mai mare măsură de variația de temperatură și mai puțin (1/3 ca valoare) de variația nivelului din lac. Faptul este explicabil, dat fiind că la data măsurătorii de referință zona paramentului aval era foarte caldă, provocînd o încovoiere către amonte, iar maximul de temperatură din interior era de asemenea localizat spre aval.

Interesantă este și evoluția subpresiunilor. În figura 20-41 sînt prezentate valorile măsurate la plotul *14*, la date diferite, comparativ cu diagramele de calcul. Se remarcă o legătură directă între variația nivelului din lac și mărimea subpresiunii din amonte. Voalul de etanșare și drenarea sistematică a terenului de fundație au ca rezultat reducerea substanțială a valorilor față de cele de calcul. Suprafața totală a diagramelor măsurate variază între 0,39 și 0,40 din cea teoretică. Fenomenul este favorabil pentru siguranța generală a barajului, mărind stabilitatea la alunecare și reducînd excentricitatea forțelor verticale.

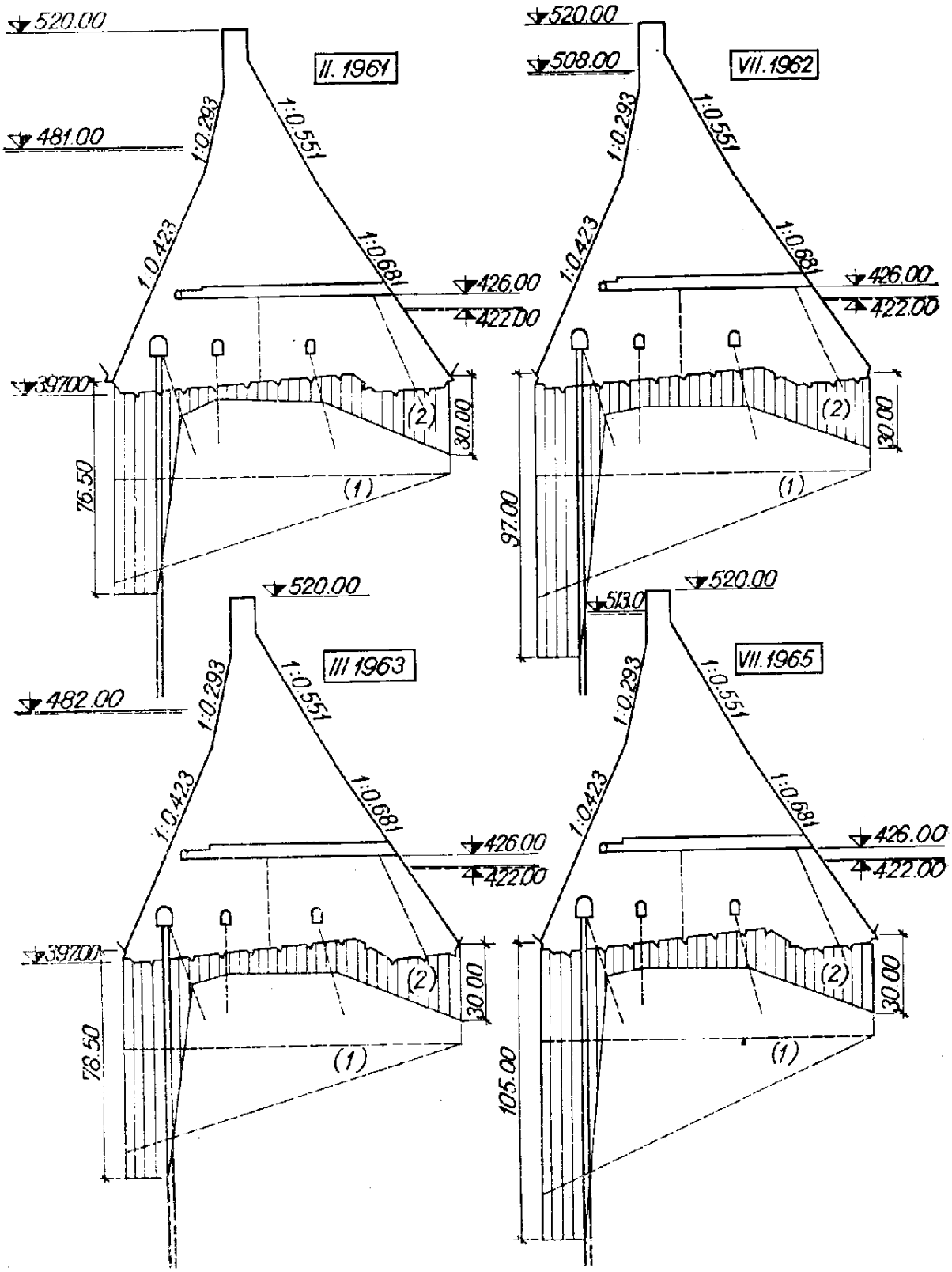


Fig. 20-41. Subpresiuni înregistrate în fundația plotului *14* al barajului Izvorul Muntelui — Bicaz:

1 — diagramă admisă în calcul; *2* — diagramă rezultată din măsurători.

43. Interpretări la barajele Negovanu, Teliuc și Vidraru

În cazul barajelor arcuite se pune un accent deosebit pe urmărirea deplasărilor. Între anii 1960 și 1966 au fost date în exploatare trei dintre barajele arcuite construite în România: *Negovanu, Teliuc și Vidraru*. La toate trei s-au înregistrat sistematic deplasările arcului de coronament prin măsurători la pendule, verificate prin microtriangulație. Cifrele înregistrate prin cele două metode coincid, sau sînt foarte apropiate. În figura 20-42 sînt reprezentate rezultatele acestor măsurători [7].

Barajul *Negovanu* a fost pus sub sarcină în noiembrie 1960, cînd rosturile de contracție nu erau încă injectate și deci ploturile lucrau independent. În martie 1961 s-a golit lacul și s-au injectat rosturile, iar în iunie 1961 nivelul s-a ridicat aproape de coronament. Se constată că în intervalul noiembrie 1960 — martie 1961 s-au produs o serie de deplasări remanente ale coronamentului, provocate de solicitările hidrostatice și termice. Mărimea lor variază între 0,5 și 3 mm. După injectare structura a devenit monolită și deplasările coronamentului au evoluat mai mult sub influența temperaturii decît sub acțiunea sarcinii hidrostatice. Corelația rezultă din diagramele din figură.

La barajul *Teliuc*, pus sub sarcină în primăvara anului 1963, după injectarea rosturilor, deplasările coronamentului prezintă același aspect. Amplitudinea deplasărilor — 14 mm spre amonte, 10 mm spre aval — este mai mare decît la Negovanu, datorită deschiderii mult mai mari a arcului de coronament.

Barajul *Vidraru* a fost pus sub sarcină la începutul anului 1966, după injectarea rosturilor. Măsurătoarea de referință la pendule a fost făcută în martie 1966, cînd temperatura betonului era foarte scăzută și arcul de coronament contractat. Aceasta a făcut ca măsurătorile ulterioare să indice deplasări numai spre amonte. Influența temperaturii aerului este în acest caz decisivă. Valorile extreme ale deplasărilor au apărut după un decalaj de 1 ... 2 săptămîni față de maximele și minimele temperaturilor medii înregistrate.

O imagine a evoluției deplasărilor arcului de coronament în axele ploturilor *17*, *12* și *7* ale aceluiași baraj este dată în figura 20-43. Pe lîngă amplitudinea deplasărilor radiale se remarcă deplasările tangențiale. La ploturile *7* și *12* există o predominanță a deplasărilor spre malul drept, cu o rotire față de axa rîului, pe cînd la plotul *17* sensul deplasărilor este schimbat. Fenomenul este perfect explicabil prin asimetria geometrică și elastică a fundației barajului. Versantul stîng este mai evazat și caracterizat de un modul de elasticitate ceva mai redus.

Cîteva rezultate interesante s-au obținut din încercarea de separare a deplasărilor provocate de presiunea hidrostatică, respectiv de variațiile de temperatură la plotul *12* al barajului *Vidraru* (fig. 20-44). Au fost reprezentate măsurătorile efectuate funcție de nivelul din lac și de temperatura betonului în două secțiuni: la cota 834 (fig. 20-44, *a*) și la cota 802 (fig. 20-44, *b*). Analizînd cîmpul de valori cuprins între curbele trasate cu linie plină se constată că:

— pentru temperaturi constante, la o variație a nivelului în lac cu 10 m, deplasările secțiunii de la cota 834 variază de la 0,2 la 0,7 mm, iar ale secțiunii de la cota 802 de la 1,2 la 2 mm; cifrele sînt conforme cu aspectul fibrei medii deformate sub acțiunea presiunii hidrostatice;

— pentru nivel constant în lac, la o variație a temperaturii cu 1°C corespund deplasări ale secțiunii de 1,8 ... 5,4 mm, la cota 834, și de 0,6 ... 4,0 mm, la cota 802;

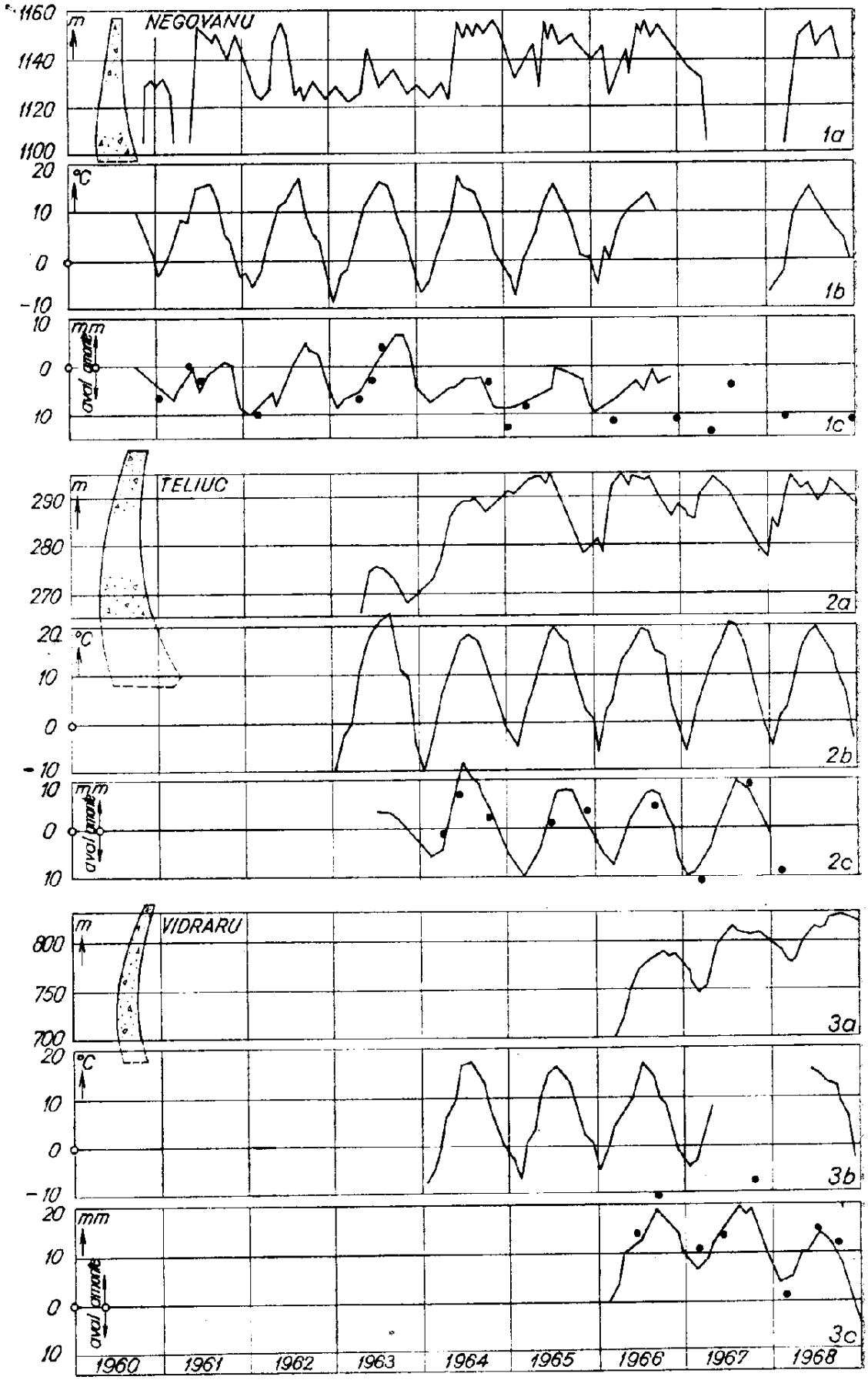
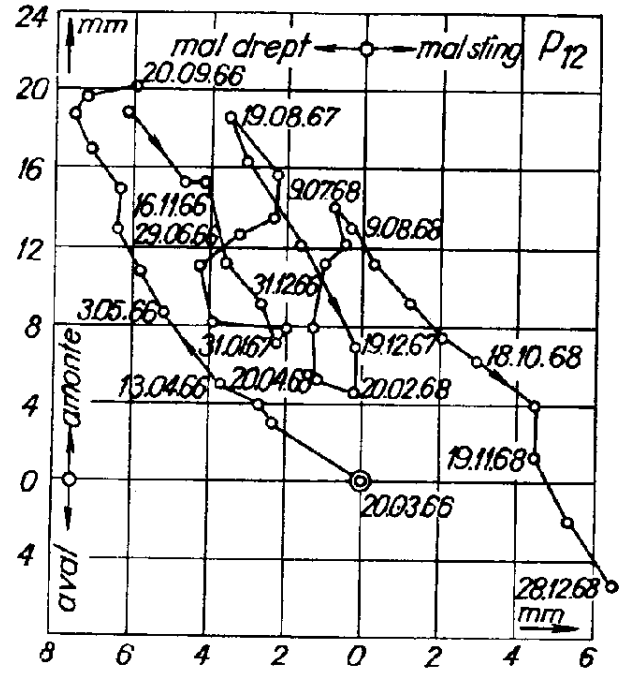
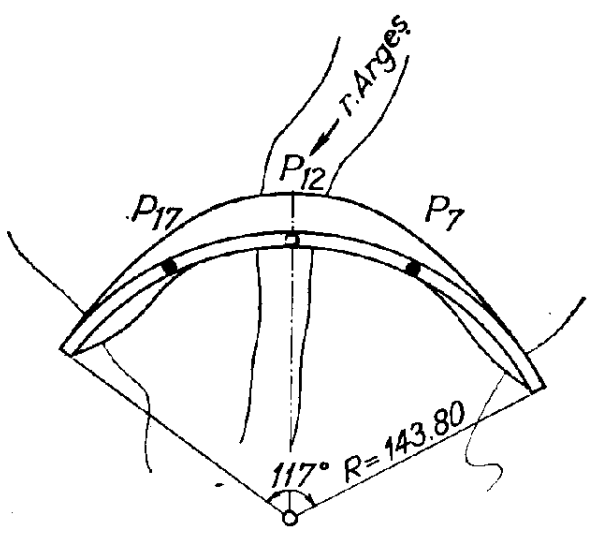
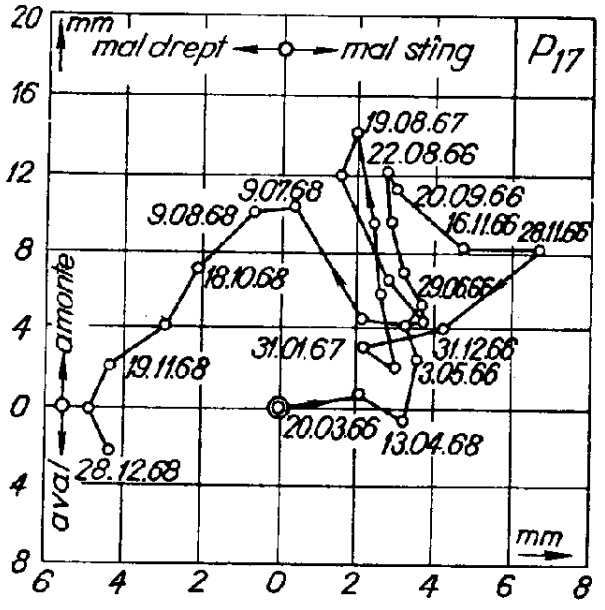


Fig. 20-42. Variația nivelurilor în lac, a temperaturii aerului și a deplasărilor radiale la coronament în secțiunea centrală a barajelor:

1 — Negovanu; *2* — Teliuc; *3* — Vidraru; *a* — niveluri în lac; *b* — temperatura aerului; *c* — deplasări radiale la coronament.







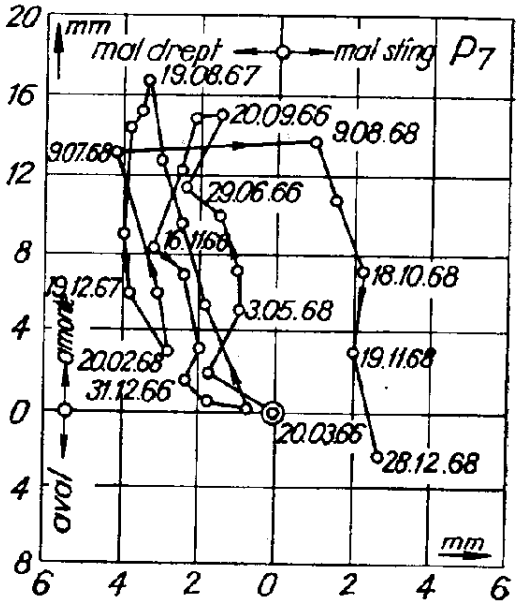


Fig. 20-43. Deplasări ale coronamentului barajului Vidraru.

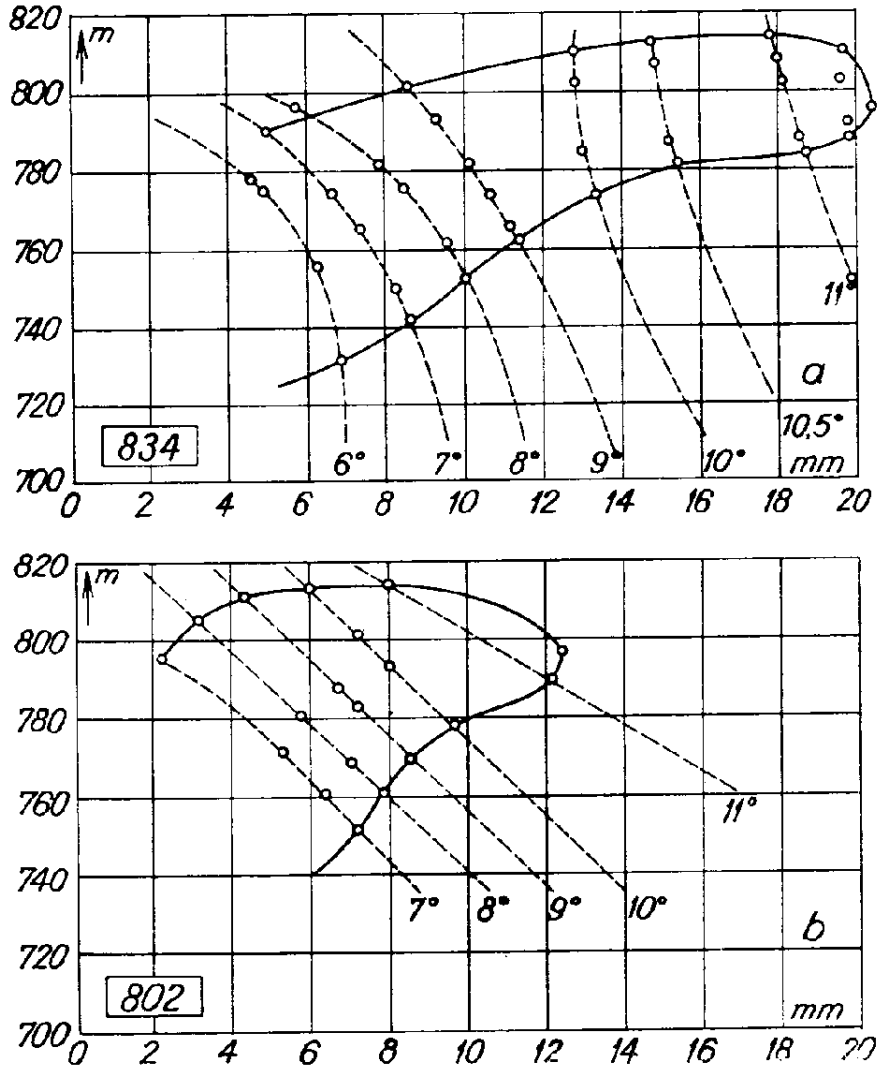


Fig. 20-44. Separarea influenţei temperaturii şi a nivelului din lac asupra deplasărilor radiale ale plotului central al barajului Vidraru:

a — secţiune la cota 834 (coronament); *b* — sectiune la cota 802.

şi aceste cifre sînt conforme cu aspectul fibrei medii deformate sub acţiunea variaţiilor de temperatură, indicînd deplasări mai mari la coronament decît în restul secţiunilor; se constată marea sensibilitate a barajelor arcuite la acţiunea variaţiilor de temperatură.

În figura 20-45 sînt reprezentate deplasările a două arce caracteristice ale barajului *Negovanu*, corespunzătoare la două niveluri extreme ale apei din lac. Se constată că toate ploturile au deplasări, avînd componente mari radiale şi mai reduse tangenţiale. Deplasările tangenţiale sînt mai mari la ploturile situate pe malul drept, indicînd deformări mai accentuate ale acestora către vale. Acest fenomen se datoreşte compresibilităţii mai mari a rocii de pe acest mal.

Modul în care evoluează deschiderea rosturilor de contracţie este evidenţiat prin citirile deformetrice la paramentul aval al barajelor Negovanu şi Teliuc şi în galeriile de vizitare ale barajului Vidraru.

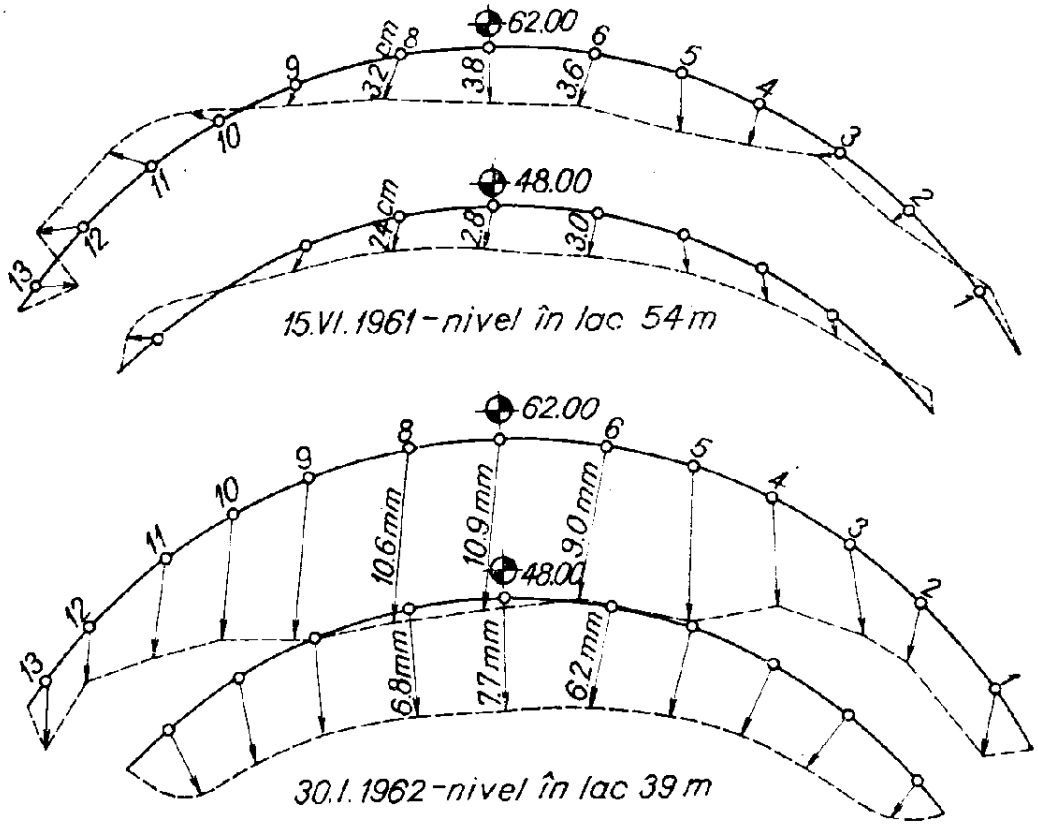


Fig. 20-45. Deplasările a două arce caracteristice ale barajului Negovanu.

Primele trei diagrame din figura 20-46 prezintă citirile efectuate la două rosturi centrale duble, de la două cote diferite, și la un rost simplu lateral al barajului *Negovanu*. Calitativ, corelația dintre evoluția deschiderii și variația temperaturii exterioare este evidentă. Se constată în același timp deschideri mai reduse în zona inferioară, de ordinul a 0,6 ... 1,5 mm, și mult mai pronunțate, de ordinul a 2,5 ... 2,6 mm, în zona superioară, mai subțire și deci mai sensibilă la variațiile termice.

Măsurătorile efectuate la trei rosturi ale barajului *Teliuc* conduc la concluzii similare. La barajul *Vidraru* deschiderea rosturilor este urmărită în interiorul secțiunii de beton (din galeriile de vizitare) la patru niveluri diferite. Se constată că la cotele inferioare, unde grosimea barajului este mare, deschiderea este oarecum stabilizată, în timp ce în zonele superioare apar oarecari variații.

Toate aceste aspecte privind respirația rosturilor impun o revizuire a concepției fundamentale asupra barajelor arcuite și a caracterului de monolit al acestor structuri.

Aspecte interesante prezintă și evoluția temperaturilor în corpul barajelor arcuite [6]. Pentru ilustrare în figura 20-47 este reprezentată evoluția temperaturilor într-o secțiune a plotului *6* al barajului *Negovanu*, situată la 22 de metri sub coronament. Sînt prelucrate înregistrările de la 3 teletermetre situate la distanțe crescătoare față de paramentul amonte. Se constată că:

— în primele două săptămîni de la turnare temperatura betonului din orice punct atinge două vîrfuri succesive; cel de-al doilea se datorește încălzirii lamelei la care ne referim de către lamela turnată deasupra;

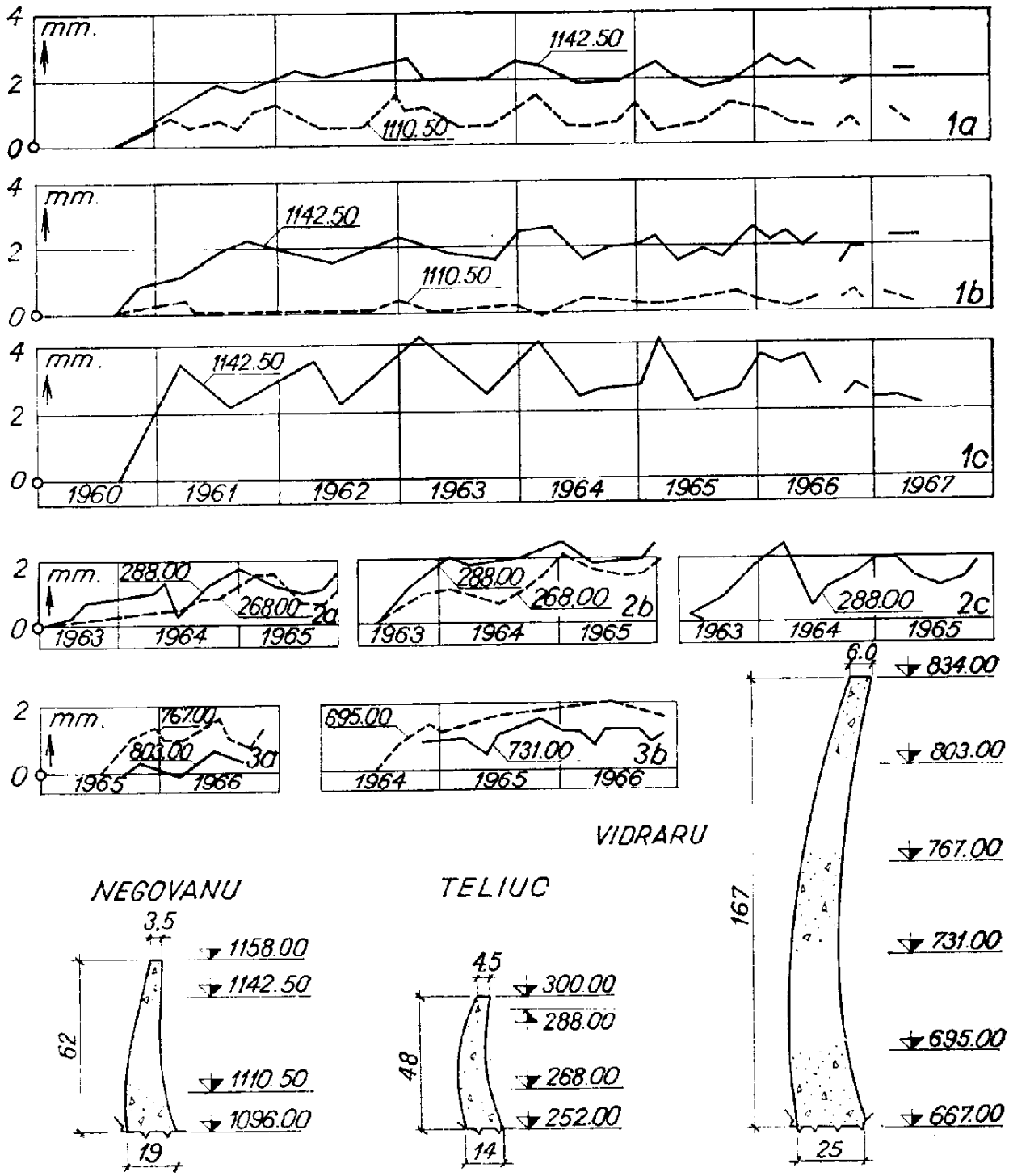


Fig. 20-46. Evoluția deschiderii rosturilor la barajele arcuite:

1 — Negovanu; *a* — rost dublu *7—8*; *b* — rost dublu *4—5*; *c* — rost simplu *1—2*; *2* — Teliuc; *a* — rost *8—9*; *b*—rost *11—12*; *c* — rost *15—16*; *3* — Vidraru; *a* — rost *7—8*; *b* — rost *11—12*.

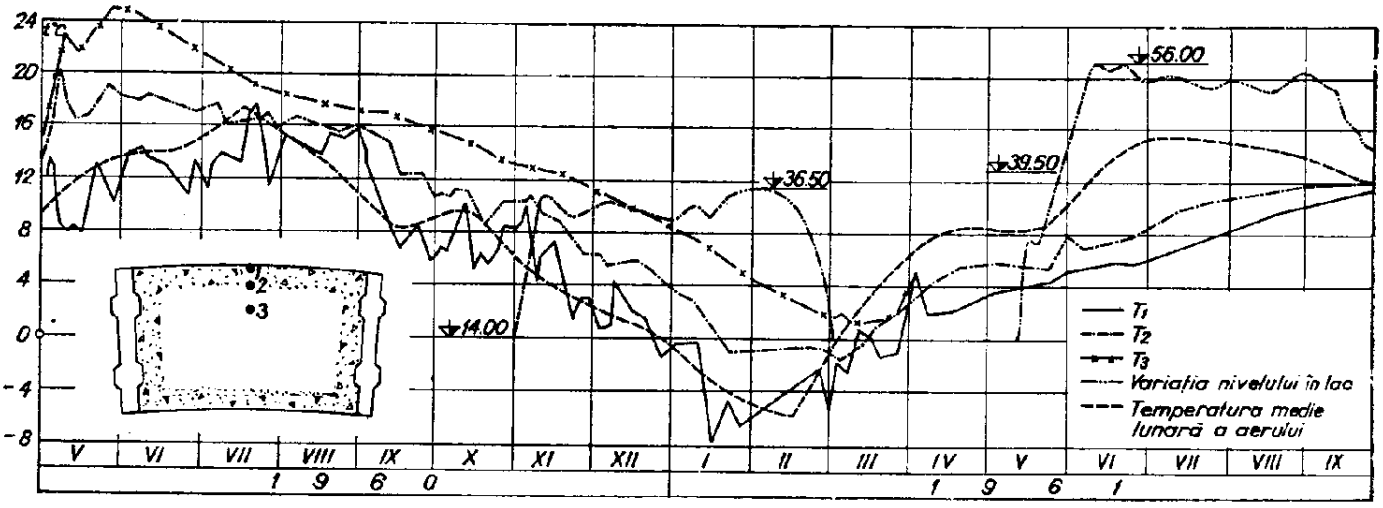


Fig. 20-47. Evoluția temperaturilor într-o secțiune a barajului Negovanu.

— datorită răcirii naturale care are loc prin parament, temperatura punctelor apropiate de acesta este foarte apropiată de temperatura medie lunară a aerului, în timp ce temperatura punctelor situate în centrul lamelei se menține timp de mai multe luni mai ridicată;

— după o perioadă de aproximativ 10 luni de la turnare fasciculul de curbe își micșorează amplitudinea, indicînd o uniformizare a temperaturilor în lamelă;

— după perioada de degajare a căldurii de hidratare temperatura betonului urmează cu amplitudini mici și cu un defazaj de circa două luni variația temperaturii medii lunare din aer.

Evoluția temperaturilor a fost urmărită și în secțiunea transversală a plotului *7*, atît în perioada de construcție cît și în exploatare. În figura 20-48 sînt indicate o parte din izotermele trasate în urma măsurătorilor lunare. Analizînd aspectul lor se constată că în perioada de construcție au apărut două zone cu temperaturi mai ridicate, una în partea inferioară și cealaltă în partea superioară, betonată vara. După punerea sub sarcină plotul a fost supus la două acțiuni termice importante — acțiunea aerului și acțiunea apei, cu nivel variabil în lac. Ca urmare se disting trei zone caracteristice: zona de fundație unde temperatura medie a betonului variază puțin între 6 și 8°C; zona paramentului amonte, situată sub nivelul apei, a cărei temperatură medie este de circa 5°C; restul profilului, puternic influențat de variațiile lunare ale temperaturii din aer (maxima 20°C; minima — 5°C).

44. Interpretări la barajele Strîmtori și Secul

Măsurători sistematice s-au făcut și pentru supravegherea barajului *Strîmtori — Firiza*, pus sub sarcină în 1964 [5]. Barajul, de tip cu contraforți ciupercă, este mult mai sensibil la variațiile de temperatură, datorită grosimilor sale mai reduse. În figura 20-49, *a* se prezintă variația lunară a temperaturilor în două puncte caracteristice ale unei secțiuni orizontale, situate la 25 m sub coronament. Temperatura betonului urmărește destul de apropiat temperatura aerului. Din figura 20-49, *b* rezultă repartiția pe secțiune a temperaturilor. Între punctele cu poziții extreme — paramentul aval și centrul ciupercii — apar diferențe maxime de temperatură de 8 ... 10°C.

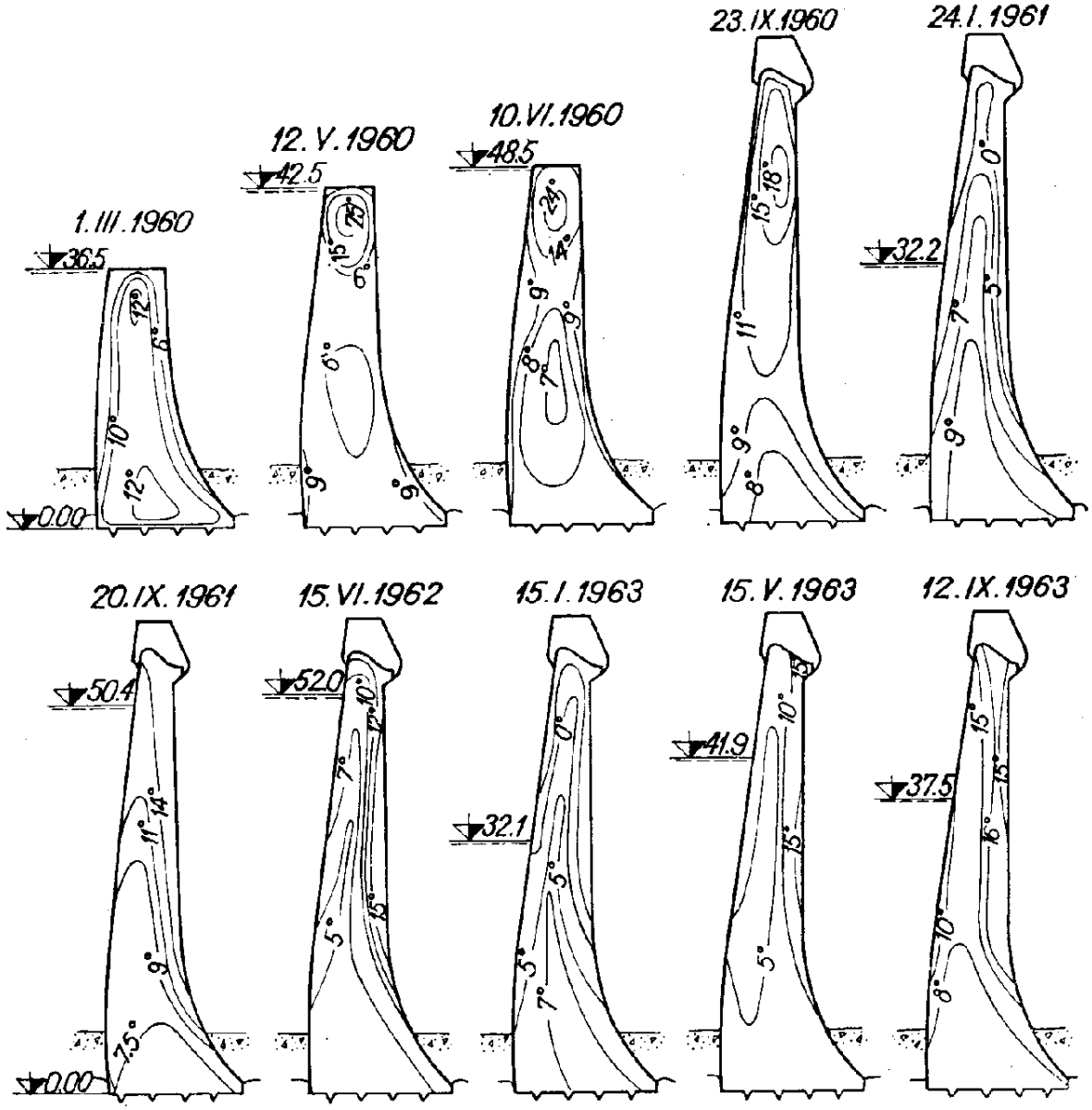


Fig. 20-48. Izoterme caracteristice într-o secțiune transversală prin plotul 7 al barajului Negovanu.

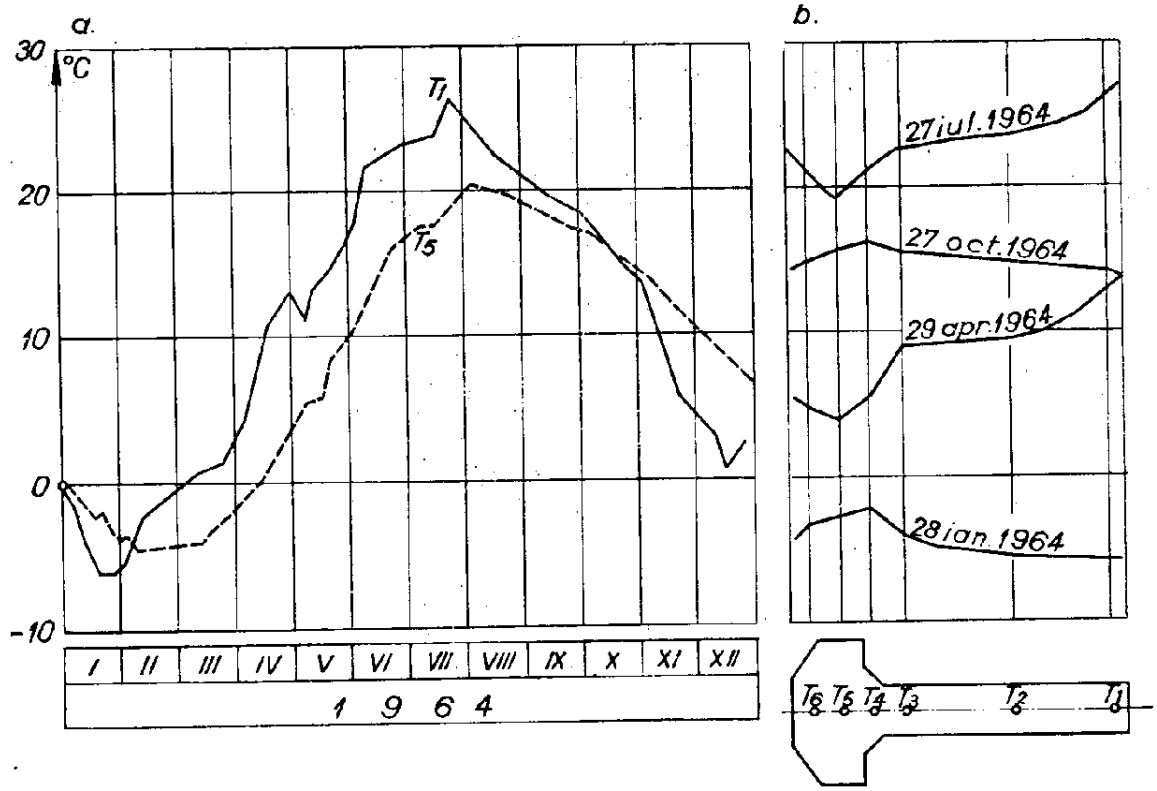


Fig. 20-49. Evoluția temperaturilor într-o secțiune orizontală prin plotul 6 al barajului Strîmtori — Firiza:

a — variația lunară; *b* — repartiția temperaturilor în secțiune.

În figura 20-50 se prezintă izotermele din secțiunea mediană a plotului *6*, stabilite la date care corespund temperaturii maxime și minime din amplasament. Variațiile de temperatură se transmit de la paramentul aval, unde se înregistrează atît valoarea maximă cît și cea minimă.

Deplasările ploturilor barajului în plan vertical și orizontal sînt reprezentate în diagramele din figura 20-51. Deplasările pe verticală se datoresc atît tasărilor reale ale fundației cît și variațiilor de temperatură ale betonului, situat între reperul observat și roca de fundație. Din această cauză s-au înregistrat în anumite perioade

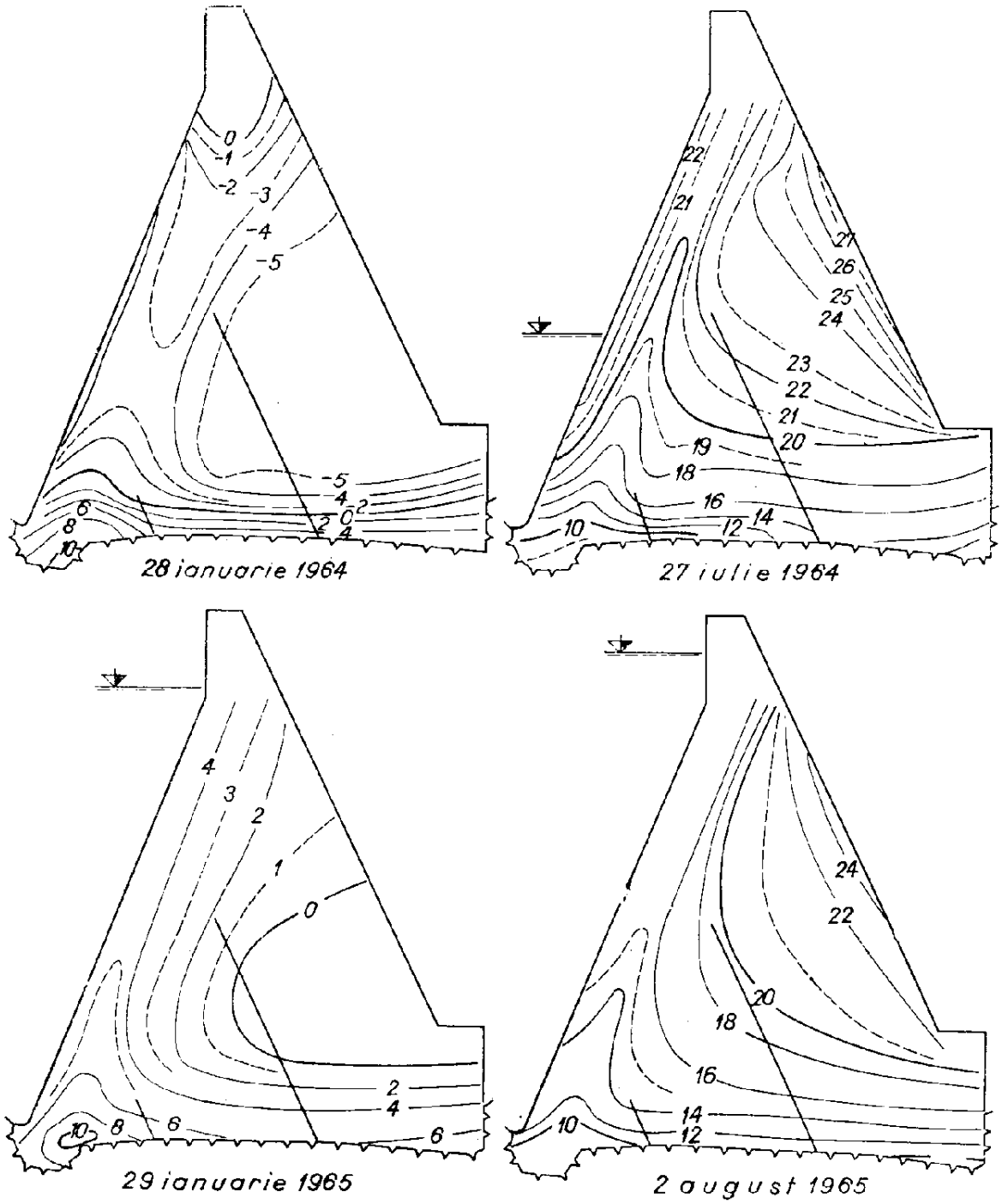


Fig. 20-50. Izoterme în secțiunea mediană a plotului *6* al barajului Strîmtori — Firiza.

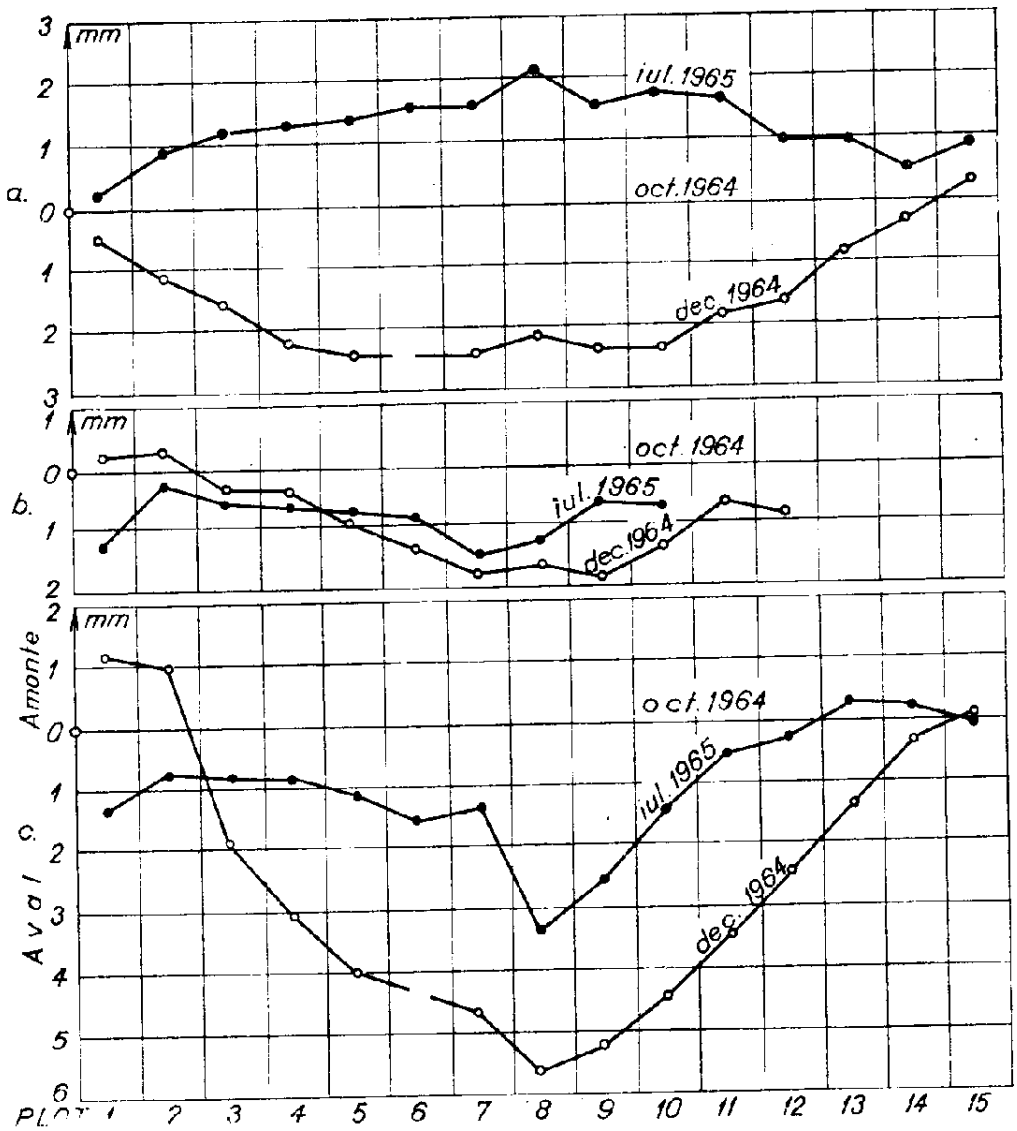


Fig. 20-51. Deplasări ale barajului Strîmtori măsurate geodezic:
a — în plan vertical, la coronament; *b* — în plan vertical, la piciorul aval; *c* — în plan orizontal, la coronament.

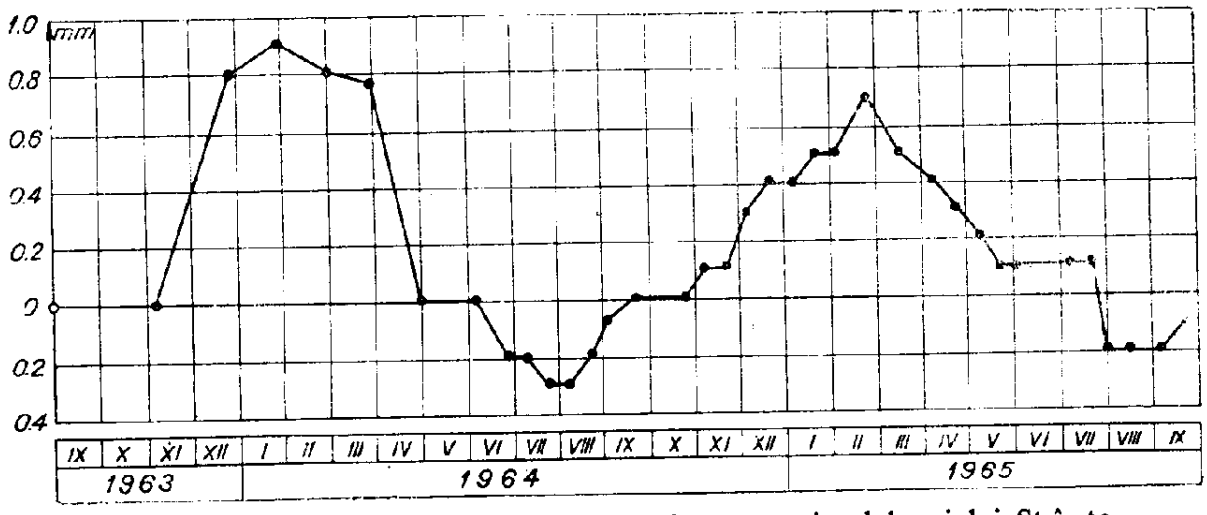


Fig. 20-52. Deplasări relative într-un rost de contracție al barajului Strîmto. .

tasări mai pronunțate la coronament decît la piciorul aval și în unele cazuri chiar ridicări ale barajului față de măsurătorile precedente. Deplasările orizontale ale coronamentului au valori de 8 ... 10 mm și prezintă oscilații periodice amonte-aval. Deplasările înregistrate sînt aproximativ proporționale cu înălțimea ploturilor.

Deplasările relative dintre ploturi, măsurate cu dilatometrele, înregistrează variații ale deschiderii rosturilor de 1 ... 2 mm (fig. 20-52). Ele sînt mai mici decît cele ale rosturilor de contracție permanente din contraforți, fapt explicabil prin variațiile mai mici de temperatură din zona ciupercii.

Același mod de reprezentare și interpretare a măsurătorilor a fost utilizat și pentru barajul *Secul* [3]. Spre exemplu în figura 20-53 sînt reprezentate depla-

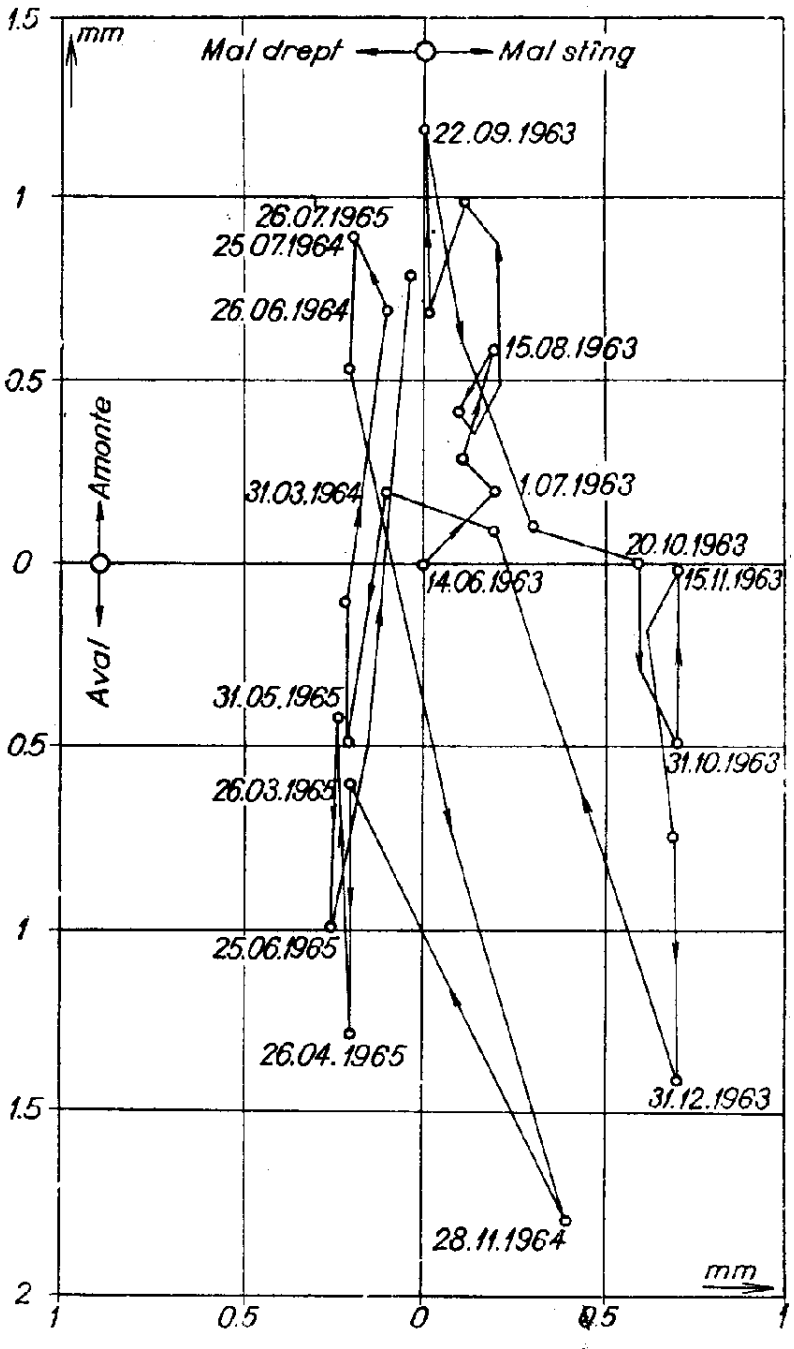


Fig. 20-53 Deplasări înregistrate la coronamentul plotului 6 al barajului Secul.

sările în plan la coronamentul plotului *6*. Variația temperaturii aerului exercită o influență mult mai puternică decît apa din lac. Se constată că apar și deplasări, mai reduse, pe o direcție paralelă cu axul barajului. Orientarea lor către vale este explicabilă, paramentul dinspre vale al contrafortului fiind mai extins și deci mai expus variațiilor de temperatură.

BIBLIOGRAFIE

1. C.S.G.B. *Mesures, observations et essais sur les grands barrages suisses.* Berna, 1946.
2. Pirtz, D., Carlson, R. *Tests of strain meters and stress meters under simulated field conditions.* Symposium on mass concrete, july, 1964.
3. Prișcu, R., Petcu, A., Constantinescu, F. *Comportarea barajului Secul — Reșița în primii doi ani de exploatare.* Hidrotehnica, nr. 4, 1966.
4. Diacon, A., Juster, E., Dragomir, D., Petcu, A., Popescu, V. *Măsurători de control la barajul Izvorul Muntelui — Bicaz.* Hidrotehnica, nr. 6—7, 1966.
5. Prișcu, R., Constantinescu, A. *Primele măsurători la barajul cu contraforți Strîmtori — Firiza.* Hidrotehnica, nr. 11, 1966.
6. Prișcu, R., Căciulescu, St., Petcu, A. *Măsurători efectuate la barajul în arc Negovanu în perioada 1960—1963.* Hidrotehnica, nr. 9, 1964.
7. Prișcu, R., Diacon, A., Petcu, A. *Quelques résultats obtenus à l'observation de quatre grands barrages de Roumanie.* Dixième Congrès des Grands Barrages, Montreal, 1970.
8. Huggenberger, A. *Talsperren — Messtehnik.* Berlin, 1951.
9. Rusu, G. *Tehnica măsurătorilor în construcțiile masive.* București, 1958.
10. Post, G., Londe, P. Les barrages en terre compactée. Paris, 1953.
11. Ghitta, L., Dragomir, D. *Dispozitiv pentru determinarea deformațiilor în construcțiile masive de beton.* Hidrotehnica, nr. 8, 1963.
12. Eidelman, S., L. *Urmărirea pe teren a construcțiilor hidrotehnice din beton* (în limba rusă). Moscova, 1960.